

ESTUDO DE SOLUÇÕES MITIGADORAS DE EROSÕES LOCALIZADAS EM ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA

PEDRO IGLÉSIAS BAPTISTA BEZERRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA RECURSOS HIDRÍCOS E
AMBIENTE**

Orientador: Professor Doutor Fernando Francisco Machado Veloso Gomes

Co-Orientador: Professor Doutor Francisco de Almeida Taveira Pinto

ABRIL DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À minha mãe, por tudo o que lutou, que fez de mim o que sou hoje,
tudo o que faço se deve a ti e tudo o que farei se inspirará em ti.
À minha irmã pelo incansável apoio,
a toda a minha família.

“Mãe, dissestes-me frequentemente que uma mãe se assemelha a Moisés. Ela morre sem ter visto a terra que lhe tinha sido prometida. E um filho, dizíeis ainda, deve continuar, acabar a obra de sua mãe, tão repentinamente interrompida. Um filho deve procurar fazer o que sua mãe não fez, porque ele pode pisar o solo da Terra Prometida.”

Jean Guilton

“O mundo só admira o sacrifício com espectáculo, porque ignora o valor do sacrifício escondido e silencioso.”

Josemaria Escrivá

AGRADECIMENTOS

A realização do presente trabalho contou com o apoio, directo e indirecto, de várias pessoas que permitiram ultrapassar todos os obstáculos atingindo o objectivo pretendido. Gostaria de deixar o meu profundo sentimento de agradecimento a todos, destacando de seguida alguns.

Em primeiro lugar não posso deixar de agradecer à minha mãe, que tudo fez para que mesmo nas alturas mais difíceis nunca falta-se a estabilidade, o apoio e a força necessárias ao meu percurso académico. O seu exemplo e valor nunca foram, nem serão, esquecidos servindo todos os dias como motivação para procurar fazer e ser o melhor possível. Fica aqui o meu sincero agradecimento, pois sem a sua contribuição nada seria possível.

A toda a minha família e especialmente à minha irmã, por todo o apoio demonstrado e disponibilidade para ajudar nos momentos difíceis.

Ao Professor Fernando Veloso Gomes, orientador do trabalho, pela amizade demonstrada, tendo evidenciado sempre uma disponibilidade ilimitada e um apoio incondicional ao longo de todo o decurso do trabalho.

Ao Professor Francisco Taveira Pinto, co-orientador do trabalho, pela grande ajuda na correcção e organização do trabalho e pela disponibilidade demonstrada para ajudar nos momentos mais difíceis.

Às funcionárias do IHRH, Dona Esmeralda e Dona Paula, pela extrema simpatia e prontidão demonstradas ao longo da realização deste trabalho.

Aos investigadores do IHRH, nomeadamente ao Engenheiro Joaquim Pais Barbosa, ao Engenheiro Paulo Rosa Santos e à Dr Raquel Silva pelo apoio prestado na obtenção de documentos necessários para a realização do trabalho. À Engenheira Luciana das Neves pela ajuda na correcção dos textos em inglês.

A todos os meus amigos, que me apoiaram e ajudaram nas alturas difíceis, contribuindo de forma decisiva para ultrapassar os obstáculos à medida que iam surgindo. Não posso deixar de citar aqueles que partilharam comigo todas as emoções adjacentes a um estudo deste tipo, deixo o meu obrigado particular aos meus colegas de curso e acima de tudo grandes amigos: Rui Araújo, Luis Rodrigues, Diogo Coutinho e António Lima. Chegamos a esta casa juntos e partimos juntos.

RESUMO

Este trabalho, realizado no âmbito da defesa da tese para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil pela FEUP, incidiu sobre a problemática das erosões localizadas em estruturas de defesa costeira e as medidas para a sua mitigação. As erosões localizadas são responsáveis por grande parte dos danos sofridos pelas estruturas costeiras implantadas em fundos aluvionares, os que fruto da elevada hidrodinâmica se revelam bastante instáveis. Actualmente é reconhecida a necessidade de aprofundar os conhecimentos em relação a este fenómeno dotando as estruturas de características que permitam uma melhor resposta perante a ocorrência das erosões localizadas, reduzindo as roturas por infraescavação.

Com a realização deste trabalho pretende-se enumerar uma série de recomendações, a considerar desde as fases iniciais do projecto, que permitam, à luz do conhecimento actual, melhorar a estabilidade das estruturas de defesa costeira.

As erosões localizadas ocorrem nas proximidades da estrutura, sendo a sua presença e características geométricas importantes para o seu início e desenvolvimento. Resultam da interacção entre as acções hidrodinâmicas, principalmente a agitação, os sedimentos do fundo e a estrutura, o que revela à partida a profunda complexidade e dinâmica associada a este fenómeno. Esta complexidade leva a que não exista um padrão erosivo comum para as diversas estruturas, mesmo quando possuem características semelhantes e se encontram implantadas em zonas próximas.

O estudo inicia-se com a descrição das principais estruturas de defesa costeira, respectivas funções, características e influência na dinâmica costeira. A necessidade da implantação de estruturas de defesa deve-se aos fenómenos erosivos globais que, a diferentes taxas, afectam as zonas costeiras mundiais, colocando em risco as diversas frentes urbanas aqui implantadas. Analisa-se com mais pormenor o caso da costa portuguesa, referindo alguns casos de estudo.

Identificaram-se as tipologias dos fenómenos erosivos locais, os principais mecanismos físicos responsáveis pela sua ocorrência e a forma como as características das estruturas influenciam o seu desenvolvimento. Referem-se igualmente os principais modos de rotura associados a este fenómeno.

São enumeradas as diversas técnicas de previsão, medidas preventivas e curativas disponíveis actualmente para combater as erosões localizadas. Os principais métodos de previsão podem ser agrupados em cinco tipos principais: monitorização, métodos empíricos e semi-empíricos, modelação numérica, modelação física e métodos probabilísticos. Em relação à protecção, enumeram-se as principais medidas preventivas e curativas utilizadas, apresentando os métodos de cálculo disponíveis. Realizou-se uma aplicação para os métodos empíricos e semi-empíricos mais utilizados, inspirada nas estruturas e condições hidrodinâmicas da costa oeste portuguesa, permitindo uma análise crítica dos resultados e concluindo acerca da aplicabilidade dos métodos. A aplicação permitiu efectuar uma análise de sensibilidade em relação à influência da incerteza associada à definição das acções hidrodinâmicas e à variação de alguns parâmetros de dimensionamento das estruturas.

Finalmente são apresentadas uma série de recomendações, para as características da estrutura e para as medidas de prevenção a considerar procurando uma efectiva redução da ocorrência do fenómeno das erosões localizadas.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas de Defesa Costeira, Erosão Localizada, Infraescavação, Modos de Rotura, Recomendações para o Dimensionamento

ABSTRACT

This study to obtain a master's degree in Civil Engineering by FEUP, focus on local scour in coastal defense structures problems related. Local scour is responsible for most of the damages suffered by coastal structures implanted infounded upon sand-beds, that due to the high hydrodynamic remain instable. The need to extend knowledge to support better design of structures in responding to this phenomenon, reducing potential failures, is currently well acknowledged.

This work aims at providing a series of recommendations, to be implemented in early project phases, allowing, in face of current knowledge, an improve in the stability of coastal defense structures.

Scour takes place in the vicinity of structures, to its beginning and development the presence and geometry of structures play a vital role. Scour results from the interaction between the hydrodynamic forces, mainly the waves, the bottom sediments and the structure; which reveals the true complexity and the dynamics associated to this problem. This complexity results in each scour-hole having its own characteristics, even for geometrically similar structures that are close to each other.

The present study gives initially a comprehensive description of main types of coastal structures, their functions, characteristics and influence in coastal dynamics. Coastal structures are implemented whereas coastal erosion, jeopardizes human development along the coast; this is a global phenomenon occurring all over the world at different rates and placing at risk several urban seafronts located landward. A more detailed reference is made to the Portuguese coast, with some case studies.

The main types of scour are described, along with the main physical mechanisms responsible for scour and how the structure geometry influences its development. The main failure modes due to this problem are also described.

Following is a description of the main forecast methods, as well as preventative and remedial techniques that can protect the structure from scour related problems. There are five main prediction groups of forecast methods: monitoring, empirical and semi-empirical methods, numerical modeling, physical modeling and probabilistic methods. As for the protection techniques, the main preventative and remedial interventions available are described. An application using the most common empirical and semi-empirical with basis on Portuguese west coast structures and hydrodynamics was tested allowing a critic analysis and a discussion about limits applicability. This test also allowed performing sensitive studies in regard to the influence of uncertainties linked to the hydrodynamic forces and the variation of structural design parameters in scour problems.

Finally some design recommendations and protection measures, to reduce scour and scour problems, are presented.

KEYWORDS: Coastal Defense Structures, Scour, Scour Hole, Failure Modes, Design Recommendations

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE QUADROS	xv
ÍNDICE DE GRÁFICOS	xvii
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xix

1. APRESENTAÇÃO E ENQUADRAMENTO DO ESTUDO 1

1.1. APRESENTAÇÃO	1
1.2. ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA	1
1.3. OUTRAS ESTRUTURAS COSTEIRAS	8

2. PROCESSOS EROSIVOS GLOBAIS 11

2.1. INTRODUÇÃO	11
2.2. FENÓMENOS EROSIVOS, NECESSIDADE DE PROTECÇÃO	11
2.3. TIPOLOGIAS E CAUSAS DOS PROCESSOS EROSIVOS GLOBAIS	14
2.4. EXEMPLOS DA COSTA PORTUGUESA	21

3. MECANISMOS E TIPOLOGIAS DAS EROSÕES LOCALIZADAS 27

3.1. INTRODUÇÃO	27
3.2. MECANISMOS FÍSICOS	29
3.3. MECANISMOS FÍSICOS EM OUTRAS ESTRUTURAS COSTEIRAS	43
3.4. DISCUSSÃO	48
3.5. CASO DE ESTUDO DA COSTA PORTUGUESA	50
3.6. MODOS DE ROTURA DAS ESTRUTURAS	54

4.PREVISÃO DA EROÇÃO LOCALIZADA	59
4.1.INTRODUÇÃO	59
4.2.MÉTODOS DE PREVISÃO	60
4.2.1.INTRODUÇÃO	60
4.2.2.MONITORIZAÇÃO	60
4.2.3.MÉTODOS EMPÍRICOS E SEMI-EMPÍRICOS	61
4.2.4.MÉTODOS NUMÉRICOS	69
4.2.5.MÉTODOS PROBABILÍSTICOS	70
4.2.6.MODELAÇÃO FÍSICA	77
4.3.MÉTODOS DE PREVISÃO PARA OUTRAS ESTRUTURAS COSTEIRAS	80
4.4.APLICAÇÃO À COSTA PORTUGUESA	82
4.4.1.CONSIDERAÇÕES INICIAIS	82
4.4.2.PREVISÃO PARA A CABEÇA DE ESTRUTURAS EM TALUDE	91
4.4.2.1.Previsão para a Zona Exposta	92
4.4.2.2.Previsão para a Zona Abrigada	95
4.4.3.PREVISÃO PARA A SECÇÃO CORRENTE DE ESTRUTURAS EM TALUDE	100
5.INTERVENÇÕES DE PROTEÇÃO CONTRA AS EROSÕES LOCALIZADAS	103
5.1.INTRODUÇÃO	103
5.2.MEDIDAS E TÉCNICAS PREVENTIVAS	103
5.3.PESO DOS BLOCOS	118
5.4.MEDIDAS DE PROTECÇÃO PARA OUTRAS ESTRUTURAS COSTEIRAS	122
5.5.APLICAÇÃO À COSTA PORTUGUESA	124
5.5.1.CONSIDERAÇÕES INICIAIS	124
5.5.2.COMPRIMENTO DA BERMA DE PROTECÇÃO PARA A CABEÇA DE ESTRUTURAS EM TALUDE	124
5.5.3.COMPRIMENTO DA BERMA DE PROTECÇÃO PARA A SECÇÃO CORRENTE DE ESTRUTURAS EM TALUDE	126
5.5.4.CÁLCULO DO PESO DOS BLOCOS DA BERMA DE PROTECÇÃO	128
5.6.MEDIDAS E TÉCNICAS CURATIVAS	134

6.SÍNTESE, CONCLUSÕES, RECOMENDAÇÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	137
6.1.SÍNTESE E CONCLUSÕES	137
6.2.RECOMENDAÇÕES	140
6.3.DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	142
 BIBLIOGRAFIA	 145
 ANEXOS	 149
ANEXO A.....	151
ANEXO B.....	155
ANEXO C.....	159
ANEXO D	163
ANEXO E.....	169

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Esporão de Paramos Sul. À esquerda fotografia aérea, à direita fotografia local (Veloso-Gomes <i>et al.</i> , 2007a).....	2
Figura 1.2 – Esporão Norte de Espinho, constituído por uma estrutura em taludes com o manto resistente em tetrápodes (Veloso-Gomes <i>et al.</i> , 2007a).	2
Figura 1.3 – Quebramar portuário de Vila Praia de Âncora, constituído por uma estrutura em taludes com o manto resistente em blocos cúbicos antifer (Veloso-Gomes <i>et al.</i> , 2007a).....	3
Figura 1.4 – Parte do campo de esporões de Espinho, no troço de Paramos e obra aderente (Veloso-Gomes <i>et al.</i> , 2007a).....	4
Figura 1.5 – Esporões e obra aderente de Silvalde (Veloso-Gomes <i>et al.</i> , 2007a).	4
Figura 1.6 – Obra aderente de proteção da capela de Paramos (Veloso-Gomes <i>et al.</i> , 2007a).	4
Figura 1.7 – Esporão Norte de Espinho (Veloso-Gomes <i>et al.</i> , 2007a).....	5
Figura 1.8 – Obra aderente de Moledo do Minho (Veloso-Gomes <i>et al.</i> , 2007a).....	6
Figura 1.9 – Quebramares destacados de Castelo do Neiva (esquerda) e da Aguda (direita) (Veloso-Gomes <i>et al.</i> , 2007a).....	7
Figura 1.10 – Quebramar destacado do Castelo do Neiva, estrutura vertical em betão (Veloso-Gomes <i>et al.</i> , 2007a).....	8
Figura 2.1 – Hipotética variação da linha de costa, numa situação de erosão generalizada, sem implantação de estruturas de defesa (adaptado de Veloso-Gomes, 2007a).	12
Figura 2.2 - Hipotética variação da linha de costa, numa situação de erosão generalizada, com implantação de estruturas de defesa (adaptado de Veloso-Gomes, 2007a).	13
Figura 2.3 – Perfil de praia imersa após a ocorrência de um temporal (adaptado de Özölcer, 2007).	15
Figura 2.4 – Variação do perfil da praia, perfil de Verão e perfil de Inverno (adaptado de Özölcer, 2007).	15
Figura 2.5 – Perfil do leito do rio após a implantação de vários aproveitamentos hidroelétricos.	18
Figura 2.6 – Hipotética variação batimétrica da “linha de costa” devido à implantação de um esporão.	19
Figura 2.7 – Hipotética variação batimétrica da “linha de costa” devido à implantação de estruturas destacadas.	20
Figura 2.8 – Hipotética variação batimétrica da “linha de costa” devido à implantação de uma estrutura aderente.	21
Figura 3.1 – Fases de degradação das estruturas de defesa costeira e respectivos intervalos de tempo para intervenção (Veloso-Gomes, 2007b).	28
Figura 3.2 – Diagrama de Shields (Burchart e Hughes, 2001).	30
Figura 3.3 - Regimes de escoamento em redor da cabeça de um quebramar vertical (adaptado de Sumer e Fredsøe, 1997).	32

Figura 3.4 – Variação do factor de amplificação da tensão no fundo nas proximidades da cabeça de uma estrutura vertical (Sumer e Fredsøe, 1997)	33
Figura 3.5 – Fases da rebentação mergulhante sob a cabeça de uma estrutura em taludes.....	34
Figura 3.6 – Representação esquemática da cabeça da estrutura em taludes utilizada nos ensaios .	35
Figura 3.7 – Contracção das linhas de escoamento nas proximidades de uma estrutura em taludes	35
Figura 3.8 – Resultados da medição do factor de amplificação da tensão de arrastamento no fundo, devido ao efeito da contracção do escoamento, na cabeça de uma estrutura em taludes (Fredsøe e Sumer, 1997).	35
Figura 3.9 – Padrão de escoamento estacionário em frente a uma estrutura vertical sob a acção de ondas estacionárias (Sumer e Fredsøe, 2000).	36
Figura 3.10 – Onda estacionária em frente a uma estrutura em taludes (Veloso-Gomes, 1995).	37
Figura 3.11 – Perfil erosão/deposição de equilíbrio em frente a uma estrutura vertical (Sumer e Fredsøe, 2000).	38
Figura 3.12 – Perfil erosão/deposição de equilíbrio em frente a uma estrutura em taludes, com inclinação 1:1,2 (Sumer e Fredsøe, 2000).	38
Figura 3.13 – Quebramar submerso em taludes.....	41
Figura 3.14 – Perfil de erosão/deposição de equilíbrio em frente a uma estrutura submersa em taludes: A) Estrutura impermeável, B) Estrutura porosa (Sumer <i>et al.</i> , 2005).....	42
Figura 3.15 – Interação entre o escoamento e uma tubagem submersa (adaptado de Whitehouse, 1998).....	44
Figura 3.16 – Percolação sob a tubagem submersa (Sumer <i>et al.</i> , 2000).....	45
Figura 3.17 – Detalhe do ponto A, para a situação de “ <i>quick condition</i> ” (Sumer <i>et al.</i> , 2000).	45
Figura 3.18 – Interação entre o escoamento e a estrutura, formação do vórtice do tipo ferradura	47
Figura 3.19 – Diferença entre o transporte sedimentar nos modelos e no protótipo.....	49
Figura 3.20 – Caracterização morfológica da zona próxima do esporão EC7 (INAG/FEUP).....	50
Figura 3.21 - Caracterização morfológica da zona próxima do esporão EC6 (INAG/FEUP).	51
Figura 3.22 - Caracterização morfológica da zona próxima do esporão EC5 (INAG/FEUP).	51
Figura 3.23 - Levantamento topohidrográfico da envolvente da cabeça da estrutura EC4 (INAG/FEUP).	52
Figura 3.24 – Implantação prevista para a estrutura EV2 em função do levantamento topohidrográfico de Setembro de 2004. (INAG/FEUP).	53
Figura 3.25 – Levantamento batimétrico da envolvente à estrutura EV2, 25 de Outubro de 2005 (INAG/FEUP).	53
Figura 3.26 - Levantamento batimétrico da envolvente à estrutura EV2, 11 de Abril de 2006.....	54
Figura 3.27 – Modos de rotura de estruturas aderentes verticais, em betão e em paredes moldadas (adaptado de Burchart e Hughes, 2001).	55

Figura 3.28 – Modos de rotura de quebramares verticais de estrutura mista (adaptado de Burchart e Hughes, 2001).....	56
Figura 3.29 - Modos de rotura de estruturas em talude (adaptado de Burchart e Hughes, 2001).....	56
Figura 3.30 – Modos de rotura de estruturas em talude, devido a fenómenos de erosão interna (adaptado de Burchart e Hughes, 2001).....	56
Figura 4.1 – Profundidade máxima do fosso erosivo na zona exposta das estruturas em função de KC e F/H. (Linhas a cheio (Sumer e Fredsøe, 2000); ● Fredsøe e Sumer (1997) (agitação irregular); ○ ISVA, Dixen (2003); + Lillycrop e Hughes (1993) (dados de campo); x ISVA (agitação irregular) Dixen (2003); ◇ ensaio 1 (quadro 4.1); □ ensaio 2 (quadro 4.1); △ ensaio 3 (quadro 4.1)) (adaptado de Sumer <i>et al.</i> , 2005).....	67
Figura 4.2 – Profundidade máxima do fosso erosivo na zona abrigada das estruturas submersas em função do parâmetro de rebentação e de F/H, devido à rebentação. Os símbolos são os mesmos da Figura 4.1 (adaptado de Sumer <i>et al.</i> , 2005).	67
Figura 4.3 - Extensão do fosso erosivo na zona exposta das estruturas em função de KC e F/H. Os símbolos são os mesmos da Figura 4.1. (adaptado de Sumer <i>et al.</i> , 2005).	68
Figura 4.4 – Extensão do fosso erosivo na zona abrigada das estruturas submersas em função do parâmetro de rebentação e de F/H, devido à rebentação. Os símbolos são os mesmos da Figura 4.1 (adaptado de Sumer <i>et al.</i> , 2005).....	68
Figura 4.5 – Fases principais para a aplicação de um modelo numérico de previsão.	69
Figura 4.6 – Secções tipo de pilares (adaptado de Sumer <i>et al.</i> , 1993).....	81
Figura 4.7 – Relação entre as alturas de onda significativa e respectivos períodos (dados do Instituto Hidrográfico para a bóia de Leixões, recolhidos entre 1981 e 2003) (Coelho, 2005).	82
Figura 4.8 – Estrutura de defesa costeira em taludes tipo (secção longitudinal). Cotas em relação ao Z.H.	84
Figura 4.9 - – Estrutura de defesa costeira em taludes tipo (secção transversal). Cotas em relação ao Z.H.	84
Figura 4.10 – Exemplo de aplicação da teoria da função corrente (http://www.coastal.udel.edu/faculty/rad/).	88
Figura 4.11 – Extensões em planta dos fossos erosivos presentes no levantamento de Julho de 2007.	90
Figura 5.1 – Diferença entre o impacte visual de uma estrutura com o manto desarranjado e reperfilado.....	105
Figura 5.2 – Secção transversal de um esporão com fundação em enrocamento.	106
Figura 5.3 – Secção transversal de uma estrutura mista.	106
Figura 5.4 - Secção transversal de um esporão com berma de protecção.	107
Figura 5.5 – Esquema de protecção da base do talude de obras aderentes em enrocamento.....	108
Figura 5.6 - Esquema de protecção da base do talude de obras aderentes em enrocamento.....	108
Figura 5.7 - Esquema de protecção da base do talude de obras aderentes em blocos pré-fabricados de betão (Burchart e Hughes, 2001).	108

Figura 5.8 - Esquema de proteção da base do talude de obras aderentes em colchões reno	108
Figura 5.9 - Deslizamento dos blocos do manto resistente devido ao efeito das erosões localizadas, pormenor da base do talude da estrutura.	109
Figura 5.10 - Comprimento da banquetta de proteção necessária na cabeça de um quebramar vertical. x dimensão média dos turbilhões de esteira; o profundidade do fosso erosivo ($S/B \leq 0,01$) (Sumer e Fredsøe, 1997).	110
Figura 5.11 – Profundidade máxima do fosso erosivo na cabeça de um quebramar de taludes em função do comprimento da banquetta de protecção e do número de Keulegan-Carpenter (Fredsøe e Sumer, 1997).	111
Figura 5.12 - Comprimento da berma de proteção em função do número de Keulegan-Carpenter (Fredsøe e Sumer, 1997).	111
Figura 5.13 – Perfil inicial e final da banquetta de protecção composta por uma camada de blocos.	113
Figura 5.14 - Perfil inicial da banquetta de protecção composta por várias camadas de blocos	113
Figura 5.15 - Configuração da banquetta de protecção composta por várias camadas de blocos	113
Figura 5.16 – Influência do número de camadas no comportamento da banquetta de protecção (Sumer e Fredsøe, 2000).	114
Figura 5.17 – Estabilidade da berma de proteção: 1 – berma de protecção em enrocamento em estruturas verticais fundadas em solos aluvionares; 2 – berma de proteção composta por duas camadas para estruturas em talude; 3 – fundação de enrocamento em estruturas verticais (Burchart e Hughes, 2001).	119
Figura 5.18 – Estrutura vertical fundada em solos aluvionares considerada nos ensaios de Marckle (1989) (Burchart e Hughes, 2001).	119
Figura 5.19 - Estrutura em talude fundada em solos aluvionares considerada nos ensaios de Marckle (1989) (Burchart e Hughes, 2001).	119
Figura 5.20 - Estrutura vertical fundada em enrocamento, considerada nos ensaios de Marckle (1989) (Burchart e Hughes, 2001).	120
Figura 5.21 – Esquema de proteção para um pilar vertical sob acção de correntes (Burchart e Hughes, 2001).	123
Figura 5.22 - Protecção contra as erosões localizadas através de cobertura parcial da tubagem (Burchart e Hughes, 2001).	124
Figura 5.23 - Protecção contra as erosões localizadas através de cobertura total da tubagem (Burchart e Hughes, 2001).	124
Figura 5.24 – Profundidade de implantação da berma de protecção.	134

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Coeficientes empíricos a e b, segundo Allsop (1990) (Taveira-Pinto, 2001).....	40
Quadro 4.1 – Características das estruturas ensaiadas (adaptado de Sumer <i>et al.</i> , 2005).....	66
Quadro 4.2 – Cotas e profundidades consideradas para a cabeça.....	85
Quadro 4.3 – Cotas e profundidades consideradas para a secção corrente.	85
Quadro 4.4 – Alturas de onda máximas, $H_{m\acute{a}x}$ (m).	85
Quadro 4.5 – Correspondência entre as alturas de onda, H (m), períodos, T (s) e profundidades, h (m).	86
Quadro 4.6 – Características da onda para aplicação da teoria da função corrente.	88
Quadro 4.7 – Cotas e larguras da base aproximadas.	89
Quadro 4.8 – Extensões aproximadas dos fossos erosivos nas proximidades de cada uma das estruturas.....	90
Quadro 4.9 – Larguras de cada secção da cabeça das estruturas	91
Quadro 4.10 – Valor máximo, $S_{m\acute{a}x}$ (m), e valor mínimo, $S_{m\acute{i}n}$ (m), para a profundidade do fosso erosivo previsto para a zona exposta da cabeça de estruturas em talude.	94
Quadro 4.11 - Valor máximo, $L_{ym\acute{a}x}$ (m), e valor mínimo, $L_{ym\acute{i}n}$ (m), para a extensão em planta do fosso erosivo previsto para a zona exposta da cabeça de estruturas em talude.....	95
Quadro 4.12 – Valores do parâmetro de controlo da rebentação.....	97
Quadro 4.13 – Declives e respectivos ângulos com a horizontal dos taludes.....	100
Quadro 5.1 – Características dos blocos da berma de protecção (1ª, 2ª e 3ª iterações).....	128
Quadro 5.2 – Características dos blocos da berma de protecção (4ª iteração).	130

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 4.1 – Valores da velocidade orbital junto ao leito obtidos através da aplicação da teoria linear.	88
Gráfico 4.2 - Valores da velocidade orbital junto ao leito obtidos através da aplicação da teoria da função corrente.....	89
Gráfico 4.3 – Valores de KC para a cabeça de estruturas em taludes, considerando três secções de análise.	91
Gráfico 4.4 – Profundidade máxima do fosso erosivo prevista para a zona exposta da cabeça de estruturas em talude, com $C_1=0,8$ (Secção 1).	92
Gráfico 4.5 - Profundidade máxima do fosso erosivo prevista para a zona exposta da cabeça de estruturas em talude, com $C_1=1,0$ (Secção 1).	93
Gráfico 4.6 - Profundidade máxima do fosso erosivo prevista para a zona exposta da cabeça de estruturas em talude, com $C_1=1,2$ (Secção 1).	93
Gráfico 4.7 – Profundidade máxima do fosso erosivo previsível para cada uma das secções em estudo.....	94
Gráfico 4.8 – Profundidade máxima do fosso erosivo para a zona abrigada da cabeça de estruturas em talude ($T=T_{\text{máx}}$).	96
Gráfico 4.9 - Profundidade máxima do fosso erosivo para a zona abrigada da cabeça de estruturas em talude ($T=T_{\text{méd}}$).	96
Gráfico 4.10 - Profundidade máxima do fosso erosivo para a zona abrigada da cabeça de estruturas em talude ($T=T_{\text{min}}$).	96
Gráfico 4.11 – Profundidade do fosso erosivo obtido através da consulta dos ábacos de Sumer <i>et al.</i> (2005).	98
Gráfico 4.12 – Previsão da extensão em planta do fosso erosivo na zona abrigada da cabeça de estruturas em talude.....	99
Gráfico 4.13 – Profundidade do fosso erosivo previsto para a secção corrente de estruturas em talude, com $\beta=30^\circ$	101
Gráfico 4.14 – Profundidade máxima do fosso erosivo para a secção corrente de estruturas em talude, para diferentes ângulos de talude.	101
Gráfico 5.1 – Comprimento da berma de protecção para a cabeça de estruturas em talude ($S/B=0$).	125
Gráfico 5.2 – Comprimento da berma de protecção para a cabeça de estruturas em talude ($S/B=0,01$).	125
Gráfico 5.3 – Comprimento da berma de protecção na secção corrente de estruturas em talude para os três períodos considerados. Inclinação do talude 2:1.....	127
Gráfico 5.4 – Comprimento da berma de protecção para a secção corrente de estruturas em talude, considerando três inclinações distintas.....	127

Gráfico 5.5 - Valores do parâmetro de estabilidade para cada um dos blocos considerados ($W_{50}/20$).	129
Gráfico 5.6 - Valores do parâmetro de estabilidade para cada um dos blocos considerados ($W_{50}/15$).	129
Gráfico 5.7 – Valores do parâmetro de estabilidade para cada um dos blocos considerados ($W_{50}/10$).	130
Gráfico 5.8 – Valores do parâmetro de estabilidade para os blocos com características descritas no Quadro 5.2.	131
Gráfico 5.9 – Profundidade mínima de implantação da berma de protecção ($N_{od}=0,5$).	132
Gráfico 5.10 - Profundidade mínima de implantação da berma de protecção ($N_{od}=2,0$).	132
Gráfico 5.11 - Profundidade mínima de implantação da berma de protecção ($N_{od}=4,0$).	133

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

LETRAS LATINAS

A

a	coeficiente empírico
$a(t)$	amplitude orbital horizontal junto ao leito em função do tempo
A	amplitude orbital horizontal junto ao leito ou semi-eixo maior da órbita das partículas
\hat{A}	amplitude orbital horizontal adimensional
A_i	coeficiente adimensional
A_1	coeficiente empírico
A_2	coeficiente empírico
$A_{1/n}$	amplitude orbital horizontal junto ao leito com probabilidade de ser excedida igual a $1/n$
A_{rms}	raiz média quadrática da amplitude orbital junto ao leito

B

b	coeficiente empírico
B	dimensão característica da estrutura

C

c	concentração de sedimentos em suspensão celeridade de onda
C_m	concentração média de sedimentos em suspensão
C_w	concentração de sedimentos em suspensão associada à agitação incidente
\cosh	coseno hiperbólico
C	coeficiente empírico
C_u	coeficiente adimensional de valor médio igual à unidade e desvio padrão 0,6
C_r	coeficiente de reflexão
C_1	coeficiente adimensional de valor médio igual à unidade e desvio padrão 0,2
C_2	coeficiente adimensional de valor médio igual à unidade e desvio padrão 0,34

D

d_e	cota de implantação da estrutura
d_{50}	diâmetro médio dos sedimentos
D	diâmetro dos pilares verticais

D_{n50} comprimento da aresta de um cubo com o mesmo peso que os blocos da berma de proteção ou diâmetro equivalente

E

e embutimento das tubagens submersas

cota de fundação da berma de proteção

$E[A_{1/n}]$ valor médio esperado para a amplitude orbital junto ao leito para as n maiores ondas incidentes

$E[U_{1/n}]$ valor médio esperado para a velocidade orbital junto ao leito para as n maiores ondas incidentes

$E[y(x)|x > x_{1/n}]$ valor médio esperado para a profundidade do fosso erosivo devido à acção das n maiores ondas incidentes

$E[y(\hat{A}) | \hat{A} > \hat{A}_{1/n}]$ valor médio esperado para a profundidade do fosso erosivo devido à acção amplitude orbital das n maiores ondas incidentes

F

F submergência da estrutura

$(Fr)_m$ número de Froude no modelo

$(Fr)_p$ número de Froude no protótipo

G

g aceleração da gravidade 9.81 m/s^2

H

h profundidade de água

h_b profundidade de água sobre a berma de proteção

H altura de onda incidente

$H_{m\acute{a}x}$ altura de onda máxima

H_{m0} altura de onda associada ao momento espectral de ordem 0 ou altura de onda significativa

H_{rms} raiz média quadrática da altura de onda

H_r altura de onda máxima determinada pelo critério de rebentação

altura de onda reflectida

H_s altura de onda significativa ou média do terço superior das alturas de onda registadas

\hat{H} altura de onda adimensional

I

i gradiente hidráulico

i_{cr} gradiente hidráulico crítico

I_r	número de Iribarren
I_{rm}	número de Iribarren médio
J	
J	força de percolação soba tubagem submersa
K	
k	número de onda
k'	coeficiente adimensional
k_p	número de onda associado ao período de pico
KC	número de Keulegan-Carpenter
KC_p	número de Keulegan-Carpenter com $T=T_p$
KC_{rms}	raiz média quadrática do número de Keulegan-Carpenter
KC_{SF}	número de Keulegan-Carpenter para a agitação irregular
$KC_{1/n}$	número de Keulegan-Carpenter com probabilidade de excedência igual a $1/n$
L	
l	comprimento da berma de proteção
\bar{l}	comprimento da berma de proteção adimensional
le	comprimento da banquetta de proteção para estruturas submersas
L	comprimento de onda
L_0	comprimento de onda ao largo
$(L_p)_0$	comprimento de onda ao largo associado ao período de pico
L_y	extensão em planta do fosso erosivo medida no sentido de propagação da agitação
M	
m	declive do talude da estrutura
m_0	momento espectral de ordem zero
m_{0aa}	momento espectral de ordem zero da amplitude orbital junto ao leito
m_{0uu}	momento de ordem zero da velocidade orbital junto ao leito
$m_{0\xi\xi}$	momento de ordem zero da elevação da superfície livre da água
N	
n	número de ondas consideradas no estudo dos fenómenos erosivos
N	número de camadas da berma de proteção
N_s	parâmetro de estabilidade
$(N_s)_c$	parâmetro de estabilidade modificado
N_{od}	número de blocos deslocados no manto resistente

P

$p(x)$	função densidade de probabilidade de x
$P(x)$	função distribuição ou probabilidade de o valor de x não ser excedido

R

r	coeficiente adimensional
r^2	coeficiente de correlação
Re	número de Reynolds
Re^*	número de Reynolds de atrito
$(Re)_m$	número de Reynolds no modelo
$(Re)_p$	número de Reynolds no protótipo

S

s	relação entre a massa volúmica dos sedimentos e a massa volúmica da água
s'	relação entre a massa volúmica dos blocos e a massa volúmica da água
\sinh	seno hiperbólico
S	profundidade do fosso erosivo
S_{aa}	densidade espectral da amplitude orbital horizontal junto ao leito
S_m	profundidade máxima do fosso erosivo
S_{uu}	densidade espectral da velocidade orbital junto do leito
$S_{\xi\xi}$	densidade espectral da elevação da superfície livre

T

t	espessura média da berma de proteção
	intervalo de tempo
\tan	tangente
T	período de onda
$T_{m\acute{a}x}$	período máximo
$T_{m\acute{e}d}$	período médio
$T_{m\acute{i}n}$	período mínimo
T_p	período de pico
T_z	período médio de zeros ascendentes

U

$u(t)$	velocidade orbital junto ao leito em função do tempo
$(u_{rms})_h$	raiz média quadrática da componente horizontal da velocidade orbital junto ao leito
U	velocidade de escoamento

U_{cr}	velocidade de escoamento crítica
U_{cr}^*	velocidade de atrito crítica
U_m	velocidade orbital máxima junto ao leito
U_{rms}	raiz média quadrática da velocidade orbital junto ao leito
U_{msw}	velocidade orbital máxima em águas pouco profundas
U_w	velocidade orbital junto ao leito
$U_{1/n}$	velocidade orbital junto ao leito com probabilidade de ser excedida igual a $1/n$
\hat{U}	velocidade orbital junto ao leito adimensional
W	
w_f	velocidade de queda dos sedimentos
W'	peso submerso do solo
W_{50}	peso médio dos blocos do manto resistente
X	
x	abscissa genérica
	variável aleatória
Y	
y	ordenada genérica
	profundidade de erosão de equilíbrio
Z	
z	cota genérica
z_0	rugosidade do leito
Z	amplitude orbital vertical ou semi-eixo menor da órbita das partículas

LETRAS GREGAS

α	factor de amplificação da tensão de arrastamento
β	ângulo formado com a horizontal pelo talude das estruturas
	expoente da distribuição de Rayleigh
γ	peso específico do solo
γ'	peso específico do solo submerso
γ_s	peso específico dos blocos da estrutura
γ_w	peso específico da água
γ_s	peso específico do material dos blocos

λ	escalas dos modelos físicos
λ_l	escala dos comprimentos
λ_U	escala das velocidades
λ_ν	escala das viscosidades dos fluidos
ν_f	coeficiente de difusão dos sedimentos
ξ	elevação da superfície livre
π	3,1415926654
ρ	massa volúmica da água
ρ_s	massa volúmica dos sedimentos
ρ_s'	massa volúmica dos blocos da estrutura
τ_{cr}	tensão de arrastamento crítica
τ_θ	tensão de arrastamento nas proximidades das estruturas
τ	tensão de arrastamento natural
$\hat{\tau}$	tensão de arrastamento adimensional
σ	desvio padrão
σ^2	variância
σ_{aa}	desvio padrão da amplitude orbital junto ao leito
σ_{uu}	desvio padrão da velocidade orbital junto ao leito
$\sigma_{\xi\xi}$	desvio padrão da elevação da superfície livre
σ_{aa}^2	variância da amplitude orbital junto ao leito
σ_{uu}^2	variância da velocidade orbital junto ao leito
$\sigma_{\xi\xi}^2$	variância da elevação da superfície livre
ν	viscosidade cinemática da água
φ	ângulo de atrito interno do solo
Φ	diâmetro das tubagens submersas
Ψ	parâmetro de Shields
Ψ_{cr}	parâmetro de Shields crítico
Ψ_{rms}	raiz média quadrática do parâmetro de Shields
$\hat{\Psi}$	parâmetro de Shields adimensional
ω	frequência de onda
ω_z	frequência de onda de zeros ascendentes

INSTITUIÇÕES

CERC	Coastal Engineering Research Center
IHRH	Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos
INAG	Instituto Nacional da Água
SHRHA	Secção de Hidráulica Recursos Hídricos e Ambiente

ABREVIATURAS

BM	Baixa-mar
CEM	Coastal Engineering Manual
CS	Coeficiente de segurança
NBM	Nível de água em baixa-mar
NM	Nível médio das águas do mar
NPM	Nível de água em preia-mar
PM	Preia-mar
Z.H	Zero hidrográfico

1

APRESENTAÇÃO E ENQUADRAMENTO DO ESTUDO

1.1 APRESENTAÇÃO

A maioria das estruturas de defesa costeira encontra-se implantada em fundos aluvionares o que lhes confere, fruto da elevada hidrodinâmica local, uma instabilidade quase permanente. Esta instabilidade encontra-se associada não só às elevadas acções a que os blocos da estrutura estão submetidos, mas também às correntes associadas à agitação incidente e aos fenómenos de refacção, difracção e rebentação, a que as estruturas estão sujeitas principalmente na zona da cabeça.

As erosões localizadas são uma das principais causas dos danos sofridos pelas estruturas de defesa costeira, conduzindo a grandes investimentos em operações de reparação e manutenção, pelo que o estudo deste fenómeno é de vital importância.

Com a realização deste estudo pretende-se não só identificar e ilustrar as causas de rotura, como analisar as medidas utilizadas habitualmente pelas equipas projectistas para lidar com estes fenómenos e chegar a uma série de recomendações a aplicar no dimensionamento das estruturas de defesa, que permitam uma efectiva mitigação da ocorrência de erosões localizadas.

1.2 ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA

As estruturas de defesa consideradas neste estudo são os esporões, as obras longitudinais aderentes e os quebramares destacados. Estudaram-se igualmente, de forma resumida, os fenómenos de erosão localizada em pilares verticais e em tubagens submersas inseridas em ambientes marítimos (*pipelines*). Apesar de não terem funções de defesa costeira, sofrem igualmente os efeitos nefastos das erosões localizadas, pelo que foram incluídas neste estudo.

De seguida, serão descritos os vários tipos de estruturas de defesa, referindo as suas funções, aplicações, materiais, as suas influências positivas e negativas no meio em que se inserem e alguns dos parâmetros de dimensionamento mais importantes.

A estrutura de defesa costeira mais comum na costa portuguesa é o esporão, Figura 1.1. Trata-se de uma estrutura perpendicular à linha de costa e nela enraizada. A sua função é provocar o enchimento de uma zona sujeita a erosão, através da interrupção do transporte sólido longitudinal posicionando um obstáculo, o esporão, o qual provocará a deposição de sedimentos em frente à zona em causa, criando um plano de praia ou aumentando um já existente (Veloso Gomes, 2007b).



Figura 1.1 – Esporão de Paramos Sul. À esquerda fotografia aérea, à direita fotografia local (Veloso-Gomes *et al.*, 2007a).

Para que estas funções sejam cumpridas é necessário que exista um transporte litoral dominante, caso este não exista ou caso o caudal sólido transportado não seja suficiente será necessário proceder à alimentação artificial da praia. No entanto, em zonas onde a agitação seja bastante energética, os resultados poderão não ser satisfatórios. O comprimento do esporão deverá ser suficiente para atingir a zona de máximo transporte, a faixa de rebentação (Veloso-Gomes, 2007b). Estas estruturas podem ser construídas em vários materiais, sendo os mais comuns: o enrocamento (Figura 1.1) e os blocos artificiais em betão, os tetrápodes (Figura 1.2) e os blocos cúbicos antifer (Figura 1.3) (Taveira-Pinto, 2006b).



Figura 1.2 – Esporão Norte de Espinho, constituído por uma estrutura em taludes com o manto resistente em tetrápodes (Veloso-Gomes *et al.*, 2007a).

O seu perfil transversal pode ser em taludes (Figura 1.1, Figura 1.2 e Figura 1.3) com inclinações normalmente de 1:1, 2:1 ou 3:2, ou vertical, dependendo das características hidrodinâmicas, da função da estrutura e das características de fundação da zona de implantação. As estruturas verticais em betão

são pouco comuns, uma vez que não possuem a flexibilidade das estruturas em taludes, pelo que a sua fundação deve ser executada em rocha, de forma a assegurar a sua estabilidade. Para além disto, não permitem uma dissipação da energia incidente da agitação, apenas a reflectem. Assim, apenas se utilizam para outras funções que não a proteção costeira. Na costa portuguesa apenas existem estruturas deste tipo em pequenos portos de pesca ou em embocaduras de rios.



Figura 1.3 – Quebramar portuário de Vila Praia de Âncora, constituído por uma estrutura em taludes com o manto resistente em blocos cúbicos antifer (Veloso-Gomes *et al.*, 2007a).

Relativamente à sua aplicação, os esporões podem ser implantados isoladamente, em grupo, Figura 1.4, ou associados a outras intervenções, como por exemplo uma obra longitudinal aderente e com alimentação artificial de areia (Veloso-Gomes, 2007b).

Os campos de esporões são utilizados quando a zona a proteger é extensa (Figura 1.4), isto é quando a construção de um único esporão não é suficiente para assegurar a defesa de toda a extensão pretendida. A sua construção deve ser faseada, permitindo o enchimento equilibrado das praias e reduzindo as erosões a sotamar. O comprimento de cada um dos esporões poderá ser alterado em função da evolução fisiográfica de longo termo verificado na sua envolvente. No caso da costa portuguesa, uma vez que o transporte litoral ocorre, com sentido dominante, de Norte para Sul, devido ao rumo dominante de incidência da agitação ser o Noroeste, a sequência construtiva deveria seguir o sentido oposto, de Sul para Norte, procurando minorar os efeitos perniciosos nas zonas a Sul das estruturas (Veloso-Gomes, 2007b).

Frequentemente, associa-se a um esporão uma obra longitudinal aderente para impedir que as erosões na face sotamar ameacem a estabilidade da estrutura, provocando uma rotura do enraizamento, Figura 1.5 (Taveira-Pinto *et al.*, 2006).

Quando a presença de um esporão não é suficiente para estabilizar a zona costeira, nomeadamente em zonas costeiras edificadas, a implantação de uma obra longitudinal aderente poderá ser indispensável, bem como a execução de operações de alimentação artificial. No entanto a primeira opção é bastante mais simples, pelo que é a mais utilizada, Figura 1.6.



Figura 1.4 – Parte do campo de esporões de Espinho, no troço de Paramos e obra aderente (Veloso-Gomes *et al.*, 2007a).



Figura 1.5 – Esporões e obra aderente de Silvalde (Veloso-Gomes *et al.*, 2007a).



Figura 1.6 – Obra aderente de proteção da capela de Paramos (Veloso-Gomes *et al.*, 2007a).

A alimentação artificial utiliza-se fundamentalmente quando, como foi referido, não existe um transporte litoral dominante ou o caudal sólido transportado por este não seja suficiente para os objectivos pretendidos. É necessário um estudo aprofundado das condições hidrodinâmicas para assegurar que as areias colocadas se mantenham na zona durante um intervalo de tempo tal que permita considerar a operação viável (Veloso-Gomes, 2007b). Tratando-se de um elevado investimento devido aos custos envolvidos e à sua perenidade, esta intervenção de defesa costeira não pode ser aplicada de uma forma generalizada.

Voltando ao esporão, características como a cota de coroamento, a presença ou não de superestrutura, porosidade, rugosidade e comprimento dependem da zona e das funções esperadas de um esporão. Por vezes são utilizadas algumas formas em planta especiais, em L, S ou Z, para permitir a acumulação de sedimentos na zona a barlar, evitando que as erosões nesta zona coloquem em perigo a estabilidade da estrutura e da própria costa. Em Espinho implantaram-se dois grandes esporões em S de forma a permitir a acumulação de areias na zona a barlar das estruturas. Na Figura 1.7, é visível a acumulação de areia imediatamente a barlar da estrutura Norte, através do fenómeno da difracção.

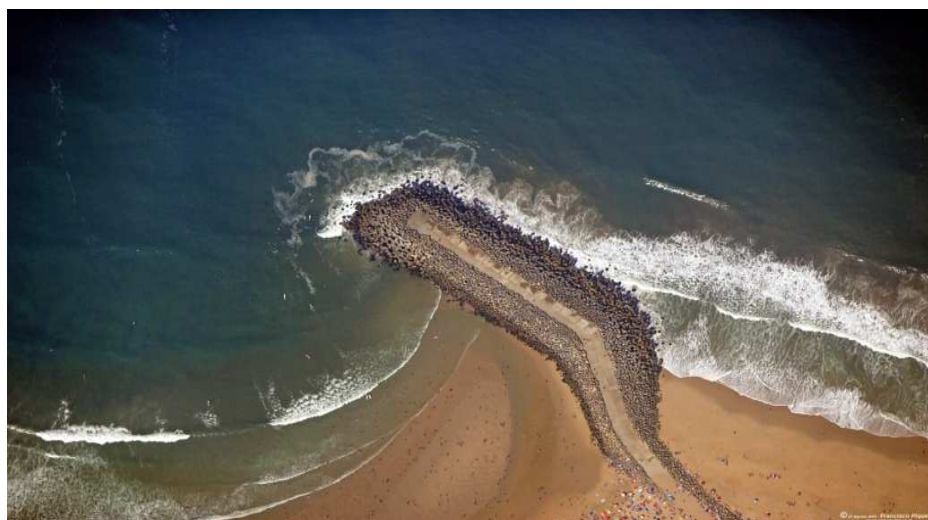


Figura 1.7 – Esporão Norte de Espinho (Veloso-Gomes *et al.*, 2007a).

Os quebramares com funções portuárias partilham com os esporões parte das características, mas são concebidos de forma a permitir o acesso dos navios aos portos nas melhores condições, e também para criar um plano de água abrigado que permita a acostagem dos navios e o desenvolvimento das actividades portuárias em segurança. Normalmente são estruturas mais robustas do que os esporões, com cotas de coroamento superiores, permitindo uma redução dos galgamentos, uma vez que as actividades portuárias não devem ser interrompidas, devendo o quebramar assegurar as condições de segurança mesmo durante os temporais. Possuem normalmente um perfil assimétrico, pois na face interior do porto devem permitir a acostagem dos navios, podendo ser adoptado um perfil vertical. O coroamento deve possuir uma largura tal que seja possível a passagem de camiões e de outros equipamentos necessário para possíveis operações de reparação do quebramar ou das infraestruturas nele implantadas. Como possuem grandes comprimentos atingem maiores profundidades ficando submetidos a ondas incidentes de maior altura.

As obras longitudinais aderentes são implantadas paralelamente à costa e nela enraizadas. A sua função é fixar uma posição da linha de costa, sustendo os avanços do mar e defendendo habitações e arruamentos existentes (Veloso-Gomes, 2007b). Podem ser utilizadas em zonas de cotas inferiores ao

nível do mar e sem protecção contra inundações, ou em situações de emergência. Ao contrário de uma praia ou duna, estas estruturas não possuem a mesma capacidade de dissipar a energia das ondas reflectindo grande parte da energia, tornando assim uma zona que anteriormente poderia ser de deposição de sedimentos numa zona menos favorável a essa acumulação. Estas estruturas devem ser implantadas em frente a uma praia de areia, artificial ou natural, para que esta funcione como protecção para as condições normais de agitação e a estrutura como defesa em alturas de temporal (Veloso-Gomes, 2007b). Caso esta solução não seja adoptada poderá não se formar a praia em frente à estrutura, devido à reflexão da agitação incidente, ocorrendo frequentemente a formação de uma barra na zona imersa de interacção entre a agitação incidente e reflectida.

Na costa portuguesa existem situações em que estas estruturas longitudinais foram implantadas apenas com uma função de lazer, “*promenade*”. Devido ao aumento de intensidade dos fenómenos erosivos durante os temporais passam a funcionar como estruturas de defesa costeira, como é o caso de Moledo do Minho, Figura 1.8.



Figura 1.8 – Obra aderente de Moledo do Minho (Veloso-Gomes *et al.*, 2007a)

As características construtivas deste tipo de obra são variadas. O seu paramento pode ser vertical, inclinado, composto ou em degraus, dependendo do material utilizado e das funções que sejam desempenhadas pela estrutura. Estas estruturas podem ser executadas em qualquer um dos seguintes materiais: betão, estacas prancha ou enrocamento. Outras soluções podem ser implantadas em zonas onde a agitação não seja muito energética, como por exemplo: gabiões, colchões reno, blocos pré-fabricados de betão e geossintéticos. Existem algumas obras cujo revestimento é efectuado em alvenaria de forma a permitir uma melhor integração paisagística.

Quando possível devem ser fundadas em rocha, para que não ocorram infraescavações que podem levar ao deslizamento dos blocos do manto resistente, reduzindo a cota do coroamento devido a assentamentos. No lado de tardo da estrutura devem ser previstos filtros para impedir a saída de material mais fino e uma protecção impermeável para que não ocorra percolação entre a zona de tardo e a zona exposta.

Os quebramares destacados são igualmente estruturas sensivelmente paralelas à linha de costa mas desligadas desta. A sua forma em planta pode ser ajustada às condições locais de implantação. Estas estruturas podem ser construídas em diversos materiais tal como os esporões. As suas funções podem ser a protecção da linha de costa por efeito de abrigo relativamente à agitação e/ou a criação de uma zona abrigada para pequenas embarcações. No entanto como são estruturas implantadas desligadas da

linha de costa com maiores profundidades de implantação, podem necessitar de quantidades superiores de material. No caso de não ser possível a construção por terra, o equipamento necessário à sua construção por mar, origina custos bastante elevados.

Em toda a costa portuguesa apenas existem duas estruturas deste tipo, na Aguda e em Castelo do Neiva (Figura 1.9). Nestas duas zonas costeiras existiam afloramentos rochosos dispostos de forma sensivelmente paralela à linha de costa, o que permitiu a implantação de estruturas verticais, betonadas “in situ” com as condições de estabilidade pretendidas (Veloso-Gomes *et al.*, 2006a).

A dissipação da energia das ondas proporcionada pelo abrigo e as correntes de difracção que se geram em torno da estrutura, provocam a deposição de areias na zona abrigada segundo uma configuração chamada tómbolo. Os quebra-mares destacados são a melhor forma de proteger uma linha de costa e favorecer a criação de uma praia para actividades de lazer (Silvester e Hsu, 1997). As dimensões do tómbolo variam consoante a zona de implantação, podendo chegar a unir a obra a terra, como ocorreu nas referidas situações na costa portuguesa Figura 1.9.



Figura 1.9 – Quebramares destacados de Castelo do Neiva (esquerda) e da Aguda (direita) (Veloso-Gomes *et al.*, 2007a)

Os fenómenos de difracção geram correntes das zonas mais agitadas para as mais calmas, que transportam sedimentos, provocando um reajustamento dos fundos para uma nova configuração de equilíbrio que compense a sua acção, resultando numa acumulação de areias na zona abrigada da estrutura. A importância destas correntes é tal, que propiciam a acumulação de sedimentos mesmo quando não existe um transporte litoral dominante (Veloso-Gomes, 2007b). Apesar de, segundo vários autores, estas estruturas representarem a melhor forma de proteger uma zona costeira, os seus elevados custos, elevado impacto visual e dificuldade de construção levam a que se procurem outras soluções.

Os parâmetros de dimensionamento mais importantes neste tipo de estrutura são (Veloso-Gomes, 2007b):

- Batimetria;
- Clima de agitação;
- Sedimentação;
- Profundidade de implantação;
- Comprimento;
- Distância à costa;
- Cota de coroamento;

- Concepção estrutural.



Figura 1.10 – Quebramar destacado do Castelo do Neiva, estrutura vertical em betão (Veloso-Gomes *et al.*, 2007a).

Obviamente que as condições hidrodinâmicas e sedimentares dependem da zona em estudo e devem ser analisadas de forma cuidada durante as várias fases do projecto de uma destas estruturas. As características da própria estrutura dependem das anteriores e das funções que a estrutura deverá desempenhar (Silvester *et al.*, 1997).

A protecção total da linha de costa contra as erosões é impossível, mesmo com campos de quebra-mares destacados. Isto deve-se ao facto de durante períodos de tempestade ocorrer o galgamento da estrutura o que leva à acumulação de água na zona protegida, este excesso de água tem de escoar-se para ao mar, originando correntes de retorno (*rip currents*), que arrastam as areias para a zona exposta, podendo originar fenómenos erosivos perigosos, tanto para a estabilidade da estrutura como para as infraestruturas implantadas próximo da linha de costa. Devido a estas ocorrências por vezes os campos de quebra-mares destacados são complementados por obras aderentes longitudinais funcionando estas como protecção para as situações de temporal (Silvester *et al.*, 1997).

No entanto, quando a implantação destas estruturas conduz a acumulação de grandes volumes de sedimentos, estes podem ser usados em operações de transposição artificial de forma a procurar minorar os efeitos erosivos noutras zonas costeiras. Na Aguda realizaram-se várias operações deste tipo, com volumes de areia a serem retirados da zona do quebramar sendo transportados por camião para zonas mais a Sul, praia da Granja, onde o reduzido areal não permitia o desenvolvimento das actividades balneares (Veloso-Gomes *et al.*, 2006a).

1.3 OUTRAS ESTRUTURAS COSTEIRAS

Relativamente às tubagens submersas, gasodutos ou oleodutos, desde os anos 50 que a sua utilização, por exemplo, pelos Estados Unidos da América no Golfo do México é muito comum, existem cerca de 27000 Km de tubagens submersas que permitem a exploração destes recursos naturais (Antaki, 2003). Em Portugal estas estruturas são utilizadas principalmente como exutores submarinos, de forma a descarregar os efluentes tratados provenientes das ETAR para o oceano.

Serão referidos neste estudo de forma resumida alguns parâmetros a considerar no seu dimensionamento. Segundo Antaki (2003) os primeiros passos no dimensionamento destas estruturas marítimas são idênticos ao dos emissários em terra. É necessário posteriormente analisar a estabilidade

no fundo do mar, que constitui o parâmetro e a fase de dimensionamento mais importante para este estudo.

As tubagens submersas estão sujeitos à acção combinada da agitação e correntes que podem levar a conduta a deslocar-se (Antaki, 2003). Em zonas de ligação e onde existam descontinuidades do fundo é necessário analisar a estabilidade com muito cuidado. Para outras zonas onde a estabilidade não é crítica podem ser permitidos alguns movimentos da tubagem, desde que não ocorram roturas, Antaki (2003) aconselha a limitar os movimentos a 1/10 ou 1/20 o diâmetro da tubagem de forma a prevenir deformações que possam conduzir à sua rotura.

A ocorrência de erosões pode influenciar a estabilidade da tubagem removendo o material de fundação. Este fenómeno deve-se principalmente aos fenómenos de percolação sob a tubagem, quando os gradientes de pressão são elevados podem originar o fenómeno erosão interna, *piping*, iniciando-se os fenómenos erosivos devido à perturbação que esta estrutura insere na hidrodinâmica da zona (Sumer e Fredsøe, 1991). Estes fenómenos serão abordados em pontos seguintes do trabalho.

Finalmente o caso dos pilares será igualmente abordado de forma resumida, analisando os principais mecanismos responsáveis pelas erosões localizadas. Estruturas em pilares verticais inseridas em meios marítimos agitados não são muito comuns. Normalmente estão inseridos em cais de acostagem e amarração, cais com função de lazer e estruturas de apoio a operações de transposição artificial de areia.

Existem diversos estudos de erosões localizadas em pilares sob a acção de uma corrente homogénea, uma vez que este fenómeno é o grande responsável pela instabilidade da fundação dos pilares de pontes fundados em solos aluvionares. Em ambiente marítimo o fenómeno das erosões localizadas é bastante mais complexo, devido a acção conjunta de correntes/agitação e os estudos são mais reduzidos.

Assim, existem diversas estruturas implantadas em meios marítimos, com diferentes funções e características, no entanto todas podem ver a sua estabilidade ameaçada devido à ocorrência de erosões localizadas pelo que o estudo deste fenómeno e das formas como afecta as diversas estruturas é sobejamente importante.

2

PROCESSOS EROSIVOS GLOBAIS

2.1 INTRODUÇÃO

As zonas costeiras, como zonas de interface entre o continente e o oceano, possuem características únicas que devem ser preservadas e quando possível melhoradas. Para além do seu elevado valor estético e ecológico, evidenciam uma dinâmica específica. A previsão da evolução das zonas costeiras é muito difícil devido à complexidade dos mecanismos hidrodinâmicos. Assim, a reduzida capacidade de antecipação deverá justificar a atenta monitorização destas zonas de forma a tentar prevenir problemas futuros.

As mudanças geomorfológicas das zonas costeiras ocorrem um pouco por todo o mundo, sendo um claro indicador de que esta mudança é motivada principalmente por processos naturais, por vezes agravada ou minorada pela intervenção humana (Granja *et al.*, 2000). O fenómeno em curso mais importante é sem dúvida a erosão da zona costeira, porque obriga a importantes e difíceis decisões acerca do ordenamento territorial. Este fenómeno consiste na regressão generalizada da linha de costa particularmente nas planícies costeiras de baixas altitudes, nos troços onde não existem formações rochosas naturais de proteção, que funcionariam como elementos dissipadores da energia da agitação incidente (Veloso-Gomes, 2007a).

Durante o século XX verificou-se que os troços sob o efeito de processos erosivos aumentaram, assim como a sua intensidade, associados a um aumento significativo da ocupação da faixa costeira. Apesar de se tratar de um fenómeno global, a percepção da população é bastante mais sensível à ocorrência deste fenómeno em zonas onde exista património edificado (Veloso-Gomes e Taveira-Pinto, 1997).

2.2 FENÓMENOS EROSIVOS, NECESSIDADE DE PROTECÇÃO

Existem orlas costeiras com elevada vulnerabilidade às acções energéticas do mar, mas sem grandes riscos associados, devido à inexistência de ocupação humana, ou porque essa ocupação se verifica em zonas compatíveis com as alterações hidromorfológicas previsíveis (Veloso-Gomes e Taveira-Pinto, 1997). No entanto, as zonas costeiras apresentam igualmente uma diversidade de problemáticas a outros níveis, como por exemplo: ambiental, social e económico.

A crescente pressão sobre as zonas costeiras tem vindo a agravar-se ao longo dos anos. Philips e Jones (2006) previram que em 2020 mais de três quartos da população mundial residiria a menos de 60 km da linha de costa, o que aumentaria o número de frentes edificadas e infra-estruturas expostas às acções directas e indirectas do mar.

No caso português, cerca de 40% da população reside no litoral. Este indicador tende a subir, uma vez que as taxas de natalidade são bastante superiores no litoral do que no interior do país. Para além disto continua a verificar-se um êxodo das populações das zonas interiores para o litoral em busca de melhores condições de vida.

A fixação das populações entra em conflito com a dinâmica natural das zonas costeiras. Isto deve-se em parte à visão das populações de que as zonas costeiras são estáticas e homogéneas, quando na realidade possuem uma elevada dinâmica e heterogeneidade. Não será possível continuar este tipo de ocupação sem qualquer respeito pelas condições de segurança, aguardando a intervenção das autoridades, de forma a proteger os núcleos urbanos expostos à acção do mar, nomeadamente através da implantação de estruturas de defesa costeira.

A construção de estruturas de defesa costeira necessita de estudos credíveis e aprofundados, uma vez que a sua implantação provoca fortes alterações na dinâmica costeira natural, podendo provocar o aparecimento de novos problemas, ou a migração dos existentes para outras zonas que se encontravam aparentemente estáveis (Veloso-Gomes, 2007a).

Em Portugal, durante as décadas de 70 e 80, foram implantadas diversas estruturas, de forma a proteger diversos núcleos urbanos implantados em zonas próximas do mar (Veloso-Gomes, 2007a). Vários parâmetros devem ser considerados e intensivamente estudados antes de partir para a implantação das estruturas, já que estas possuem efeitos negativos, podendo constituir uma das causas das erosões que se verificam noutros pontos da costa. No entanto, tratando-se de um fenómeno global, as estruturas de defesa não poderão por si só ser consideradas como a origem do problema. Sem implantação de muitas destas estruturas, parte ou a totalidade de algumas frentes urbanas, algumas inclusive a cotas inferiores ao nível médio das águas do mar, já não existiriam. A Figura 2.1, procura ilustrar de forma esquemática a evolução da configuração de um troço de linha de costa antes e depois da implantação das estruturas de defesa.

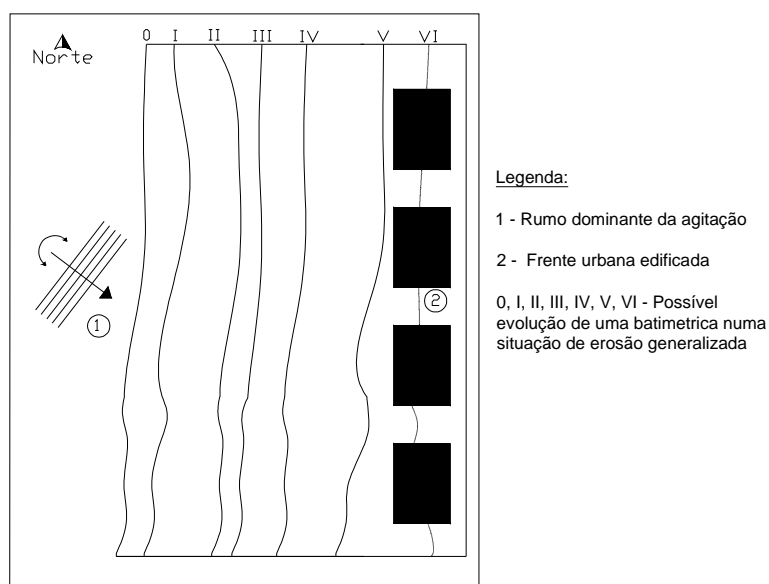


Figura 2.1 – Hipotética variação da linha de costa, numa situação de erosão generalizada, sem implantação de estruturas de defesa (adaptado de Veloso-Gomes, 2007a).

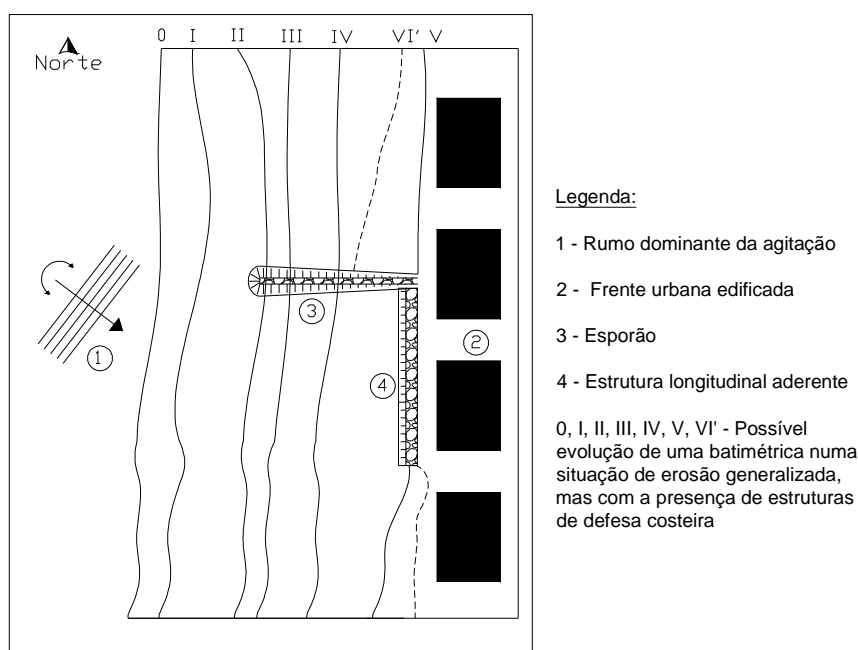


Figura 2.2 - Hipotética variação da linha de costa, numa situação de erosão generalizada, com implantação de estruturas de defesa (adaptado de Veloso-Gomes, 2007a).

Nas figuras encontra-se indicado o rumo dominante da agitação na costa portuguesa, (1), e uma frente urbana, (2), representada de forma esquemática. A numeração romana representa uma evolução possível para a linha de costa durante um período erosivo. As linhas VI e VI' representam a posição final da linha de costa para as duas situações ilustradas. Da análise das figuras anteriores é possível concluir que apesar do aumento ou antecipação dos fenómenos erosivos a zona Sul das estruturas, sem a sua implantação a frente urbana teria sido destruída pela acção do mar. Em inúmeros casos, a retirada dos núcleos urbanos não é viável, por motivos económico-sociais, pelo que a construção de obras de defesa costeira, é a única forma de assegurar a sua continuidade. Assim, retirar as estruturas existentes não pode ser uma opção sob pena do avanço do mar destruir o património edificado, pelo que as operações de reforço ou reparação destas são indispensáveis (Veloso-Gomes, 2007a).

No entanto, não são apenas as frentes urbanas que se encontram ameaçadas pelos fenómenos erosivos. Estes são igualmente bastante perniciosos para alguns dos ecossistemas mais ricos da orla costeira, como os sapais, que constituem um ecossistema único, cuja diversidade e riqueza ecológica e biológica merece ser preservado. A erosão costeira pode levar à sua destruição devido ao efeito do sal presente na água. No entanto, outros ecossistemas podem sofrer os efeitos dos fenómenos erosivos e da inundação das zonas baixas pelas águas salgadas.

A agricultura também pode sofrer sérias consequências, uma vez que os solos após sofrerem um processo de salinização dificilmente voltam a ser férteis, o que poderia ser um problema gravíssimo para a economia de algumas zonas mundiais e de Portugal em particular. Existem várias explorações agrícolas situadas próximo do mar, o que é positivo do ponto de vista do ordenamento do território pois não permite o desenvolvimento de núcleos urbanos, funcionando como zonas tampão. No entanto, apesar da sua importância económico-social ser inferior, relativamente às frentes urbanas, deverão ser preservadas.

Um pouco por todo o mundo diversas actividades económicas dependem da dinâmica das zonas costeiras, como por exemplo: pesca, agricultura, aquacultura, vias de comunicação, desportos aquáticos e o turismo. Este último é importantíssimo, já que várias economias mundiais contam com o turismo como principal fonte de receita. Se as praias desaparecerem ou não reunirem as condições necessárias para a prática balnear, estas economias sofrerão perdas incalculáveis (Philips e Jones, 2006). Segundo Green *et al* (1992) o turismo representa a maior indústria mundial, sendo as praias fulcrais para o seu desenvolvimento. Os processos erosivos em curso podem provocar impactos negativos não só a uma escala local, mas também a uma escala global, podendo mesmo originar uma crise económica em alguns países, daí que o seu estudo e respectiva minoração sejam de fulcral importância. Socialmente é extremamente difícil realojar populações que sempre viveram junto ao mar.

No entanto, com o desaparecimento das praias, o seu poder atractivo fica comprometido. Assim, os areais devem possuir as áreas necessárias para acomodar os veraneantes, inclinações suaves para facilitar o acesso e não colocar em perigo a vida dos banhistas, apoios de praia adequados e boa qualidade de água (Veloso-Gomes, 2007c).

A possibilidade de realização de diversos desportos aquáticos, como por exemplo: vela, canoagem, pesca, jet-ski, surf, entre outros, ajuda igualmente ao desenvolvimento do turismo e aumenta o poder atractivo destas zonas, uma vez que estas actividades são cada vez mais populares entre os diversos escalões etários (Veloso-Gomes, 2007c).

O preço dos imóveis está igualmente ligado à qualidade balnear, uma vez que em zonas próximas da costa o custo dos imóveis é muito elevado. Assim, se um promotor efectuar um grande investimento imobiliário os fenómenos erosivos podem provocar elevados prejuízos.

Uma análise custo/benefício da intervenção “protecção” é actualmente considerada uma ferramenta de apoio à decisão, pese embora a dificuldade em quantificar, ao longo dos anos, fenómenos complexos e com consequências difíceis de prever.

2.3 TIPOLOGIAS E CAUSAS DOS PROCESSOS EROSIVOS GLOBAIS

As zonas costeiras actuam como amortecedores da energia das ondas, do vento e das marés. As praias constituem, para esse fim, formações únicas, correspondendo a uma acumulação de areias, possuindo normalmente um fraco declive, que pode sofrer alterações com o diâmetro médio dos sedimentos. As praias são a melhor protecção para a linha de costa, uma vez que dissipam a energia da agitação (Veloso-Gomes *et al.*, 2007c). Usualmente são constituídas por duas secções, uma imersa e outra emersa, que se pode elevar vários metros acima do nível do mar (Ortega, 2006). Quando existem areais, as areias podem ser transportadas pela acção do vento, por transporte eólico, para zonas mais afastadas do mar, acumulando-se sob a forma de dunas.

Os fenómenos erosivos ameaçam a estabilidade dos areais. Actualmente, as curtas extensões da linha de costa que se apresentam estáveis, devem esta estabilidade a um ou mais dos seguintes factores:

- Presença de afloramentos rochosos naturais, funcionando como quebra-mares submersos que promovem a rebentação das ondas, reduzindo a energia com que atingem a costa;
- Configuração da zona costeira em baía, natural ou artificial, tratando-se de zonas abrigadas com alturas de onda reduzidas devido aos fenómenos de refacção;
- Presença de estruturas de defesa costeira;
- Alimentação artificial com areias.

A obliquidade da incidência da agitação é a principal responsável pelo transporte de sedimentos ao longo da costa. Este transporte pode ser considerado em duas direcções: perpendicular e longitudinalmente à linha de costa. No entanto, uma significativa parte deste transporte deve-se principalmente aos impulsos que ocorrem durante eventos de temporais e não devido à incidência de ondas mais correntes e com alturas menores. Estas são responsáveis pela colocação de sedimentos nas praias, uma vez que o fenómeno de espraçamento, em direcção à praia, se sobrepõe ao do refluxo, em direcção ao mar. Assim, as maiores alterações morfológicas da linha de costa ocorrem em curtos intervalos de tempo, reduzindo a possibilidade de previsão e podendo originar efeitos catastróficos. Ao sofrer a acção das ondas durante um temporal algum do material removido tende a acumular-se na zona de rebentação, formando uma barra natural, que servirá de protecção para a restante praia, ou seja um mecanismo de defesa natural, Figura 2.3. A formação de uma ou várias barras encontra-se associada ao facto de existirem diferentes níveis de maré e estados de agitação (Ozölcer, 2007).

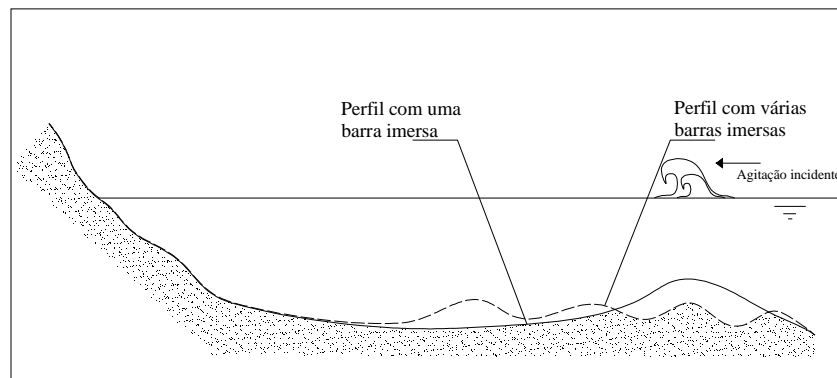


Figura 2.3 – Perfil de praia imersa após a ocorrência de um temporal (adaptado de Ozölcer, 2007).

Se a configuração da zona permitir que as ondas voltem a sofrer novamente o fenómeno de empolamento e rebentação, então formar-se-ão várias barras, crescendo e alterando a sua posição de forma a proteger a zona emersa da praia, Figura 2.3 (Ozölcer, 2007). Existem dois perfis típicos de praia vulgarmente designados como perfil de Verão, devido à acção persistente de ondas de altura reduzida, e perfil de Inverno, resultante da acção de temporais, com alturas de onda superiores, Figura 2.4. A principal diferença entre estes é a inclinação do areal, que é inferior no primeiro caso, fruto de as ondas de menor altura colocarem sedimentos de menor dimensão, que são removidos da zona emersa durante a ocorrência de temporais.

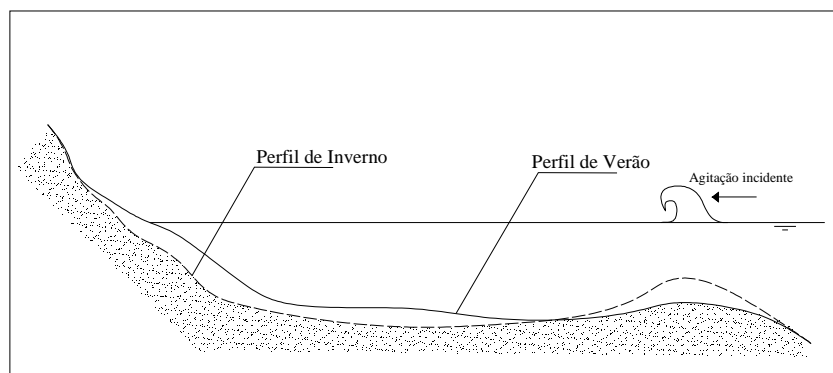


Figura 2.4 – Variação do perfil da praia, perfil de Verão e perfil de Inverno (adaptado de Ozölcer, 2007).

A inclinação da praia influencia significativamente as condições de segurança para os banhistas, uma vez que uma inclinação muito pronunciada leva a que se atinjam profundidades elevadas em zonas próximas da costa o que pode colocar em risco a vida dos mais idosos e dos menos experientes. Para além disto areais muito inclinados dificultam o acesso à praia de idosos e pessoas com dificuldade em movimentar-se (Veloso-Gomes, 2007c).

A reposição do material na praia é executada, como já foi referido, pelas ondas menores e mais frequentes, pelo que uma redução de volume devido à ocorrência de um temporal levará um intervalo de tempo muito superior a ser recuperado, caso existam sedimentos na zona imersa para serem novamente transportados para a zona emersa.

Apesar da investigação já efectuada para chegar a relações empíricas que definam as variações do perfil das praias em função de alguns parâmetros como: a altura de onda e respectivo período, o diâmetro médio dos sedimentos e a velocidade de sedimentação, em caso de temporal estas relações não podem ser aplicadas com fiabilidade, devido à elevada complexidade hidrodinâmica do fenómeno, principalmente na zona de rebentação (Hsu, 1998). Os principais estudos em modelo reduzido não permitem chegar a resultados automaticamente extrapoláveis, devido aos possíveis efeitos de escala, que não permitem uma reprodução clara dos fenómenos, já que o tamanho real dos sedimentos, a sua massa volúmica e as alturas de onda incidente controlam o desenvolvimento do perfil da praia (Taveira-Pinto, 2007b).

As erosões podem ser provocadas por causas naturais ou pela intervenção humana. As causas naturais actuam ao longo de uma escala de tempos geológica afectando todas as zonas costeiras a nível mundial. Os geólogos dividem esta escala em eras, períodos e épocas. Apesar de alguns fenómenos locais específicos de cada zona as principais causas naturais par aos fenómenos erosivos são:

- A subida generalizada do nível médio das águas do mar;
- Os movimentos de neo-tectónica;
- Possíveis alterações meteorológicas.

A subida generalizada do nível médio da água do mar é um dado adquirido, fruto dos registos dos marégrafos existentes um pouco por todo o mundo. Existe no entanto uma grande disparidade na previsão dos seus valores futuros e na sua quantificação para cada zona do globo. Existem vários trabalhos nesta área, que procuram quantificar a subida do nível médio da água do mar e a sua influência nos processos erosivos em curso. Estes efeitos poderão produzir consequências preocupantes num horizonte de dezenas de anos, pelo que é importante incorporar estes efeitos nas medidas de ordenamento urbano (Veloso-Gomes *et al.*, 2007c). Para alguns investigadores, os registos existentes não permitem retirar nenhuma conclusão, uma vez que os primeiros são muito rudimentares e susceptíveis de chegar a resultados duvidosos (Silvester e Hsu, 1997). Os marégrafos instalados um pouco por todo o mundo tinham como função auxiliar as operações portuárias e não a investigação científica, pelo que os seus resultados e método de calibração são pouco precisos. Apesar destas imprecisões existe um consenso científico acerca da subida do nível médio da água do mar, apesar de ser muito variável para as várias zonas do mundo. No entanto os seus efeitos são globais, o que se deve ao facto de todos os oceanos estarem ligados entre si pelo que uma alteração em algum dos oceanos, provocará uma resposta nos outros (Burchart e Hughes, 2001).

A subida do nível médio da água do mar não aumenta de forma directa a taxa de erosão, no entanto, esta subida permite que ondas de maior energia e período mais curto se aproximem mais das zonas costeiras, aumentando a sua capacidade transportadora de sedimentos, para além do possível incremento no número de inundações anuais com grandes prejuízos para as populações (Veloso-Gomes *et al.*, 2007c). A subida generalizada do nível médio da água do mar é considerada, por alguns

autores, como responsável por cerca de 10% do aumento dos fenómenos erosivos que se têm verificado nas zonas costeiras mundiais.

Relativamente aos movimentos de neo-tectónica, não existe grande informação acerca da sua influência. No entanto é aceite que podem ter influência em costas sedimentares, particularmente com sedimentos mais finos. Alguns geólogos apontam estas alterações na crosta terrestre como a principal razão das erosões, baseados em análises de formações encontradas sob a camada de areia das praias. Em função dos dados recolhidos concluem que os fenómenos erosivos graves, que ocorreram durante o século XIX, antecederam a revolução industrial pelo que, não podem ser consequência de acções antrópicas (Granja *et al.*, 2000).

Finalmente, as possíveis alterações meteorológicas estão associadas principalmente ao aquecimento global, ainda que não seja possível chegar a conclusões inequívocas em função dos registos existentes, uma vez que a sua duração não é suficiente, tratando-se de um fenómeno que se desenvolve numa escala geológica. No entanto, segundo diversos modelos de previsão climática, a sua existência poderá resultar em consequências graves (Veloso-Gomes *et al.*, 2007c). Ao longo da existência da Terra sempre existiu uma variabilidade climática. No entanto, actualmente, as variações parecem ocorrer a um ritmo bastante mais elevado do que em épocas anteriores. Esta aceleração dos processos naturais poderá ser atribuída à acção do homem, nomeadamente devido ao efeito de estufa (Philips e Jones, 2006).

O aumento da temperatura global é o fenómeno mais preocupante para as zonas costeiras. A temperatura do sistema oceano/atmosfera, para além de ser a principal condicionante do nível médio da água do mar, é igualmente responsável pela expansão térmica da água e indirectamente pelas dimensões das calotes polares e glaciares (Philips e Jones, 2006).

Um efeito igualmente pernicioso do aquecimento global é o aumento do calor latente na água do mar transferido por evaporação para a atmosfera, e que é libertado por condensação. Este fenómeno pode alterar os rumos dominantes da agitação, aumentar o número de tempestades e de épocas de furacões (Veloso-Gomes *et al.*, 2007c). Estas alterações aumentam ainda a incapacidade de previsão dos fenómenos extremos que atingem as zonas costeiras.

Estas causas para os fenómenos erosivos actuam por todo o mundo afectando as zonas costeiras e aumentando os riscos associados à sua ocupação e aumentando a preocupação das autoridades no planeamento destas. Apenas tomando decisões preventivas será possível evitar desastres que possam colocar em risco vidas humanas, património edificado e zonas de elevado valor ecológico e biológico.

Os factores referidos anteriormente são aceites como um facto de vida, devem-se à dinâmica natural do planeta e apenas as alterações climáticas se devem, em parte, à acção humana, já que é reconhecida uma variabilidade climática ao longo da vida do planeta. No entanto, a intervenção humana provoca, fundamentalmente, o enfraquecimento das fontes aluvionares, conduzindo a um défice na dinâmica do sistema que conduz, por sua vez à aceleração e agravamento da taxa de regressão da linha de costa em várias zonas costeiras (Veloso-Gomes e Taveira-Pinto, 1997). Essas intervenções são:

- Construção de diversos aproveitamentos hidroeléctricos;
- Construção de quebramares portuários;
- Fragilização de dunas e arribas;
- Implantação de obras de defesa costeira;
- Operações de dragagem para venda de areias para a construção.

O enfraquecimento das fontes aluvionares é muito importante, pois sem sedimentos não é possível que as zonas costeiras recuperem da regressão sofrida durante um temporal e o seu equilíbrio pode ficar

comprometido. Esta quebra de caudal sólido no sistema provoca um agravamento dos fenómenos erosivos, uma vez que a natureza procura o equilíbrio, logo a falta de sedimentos a sotamar será suprida pela remoção de sedimentos de zonas a barlar. Existindo um défice de sedimentos no sistema, o fenómeno de regressão da linha de costa é irreversível através de processos naturais.

A construção dos órgãos de retenção dos diversos aproveitamentos hidroeléctricos em rios um pouco por todo o mundo, criam grandes albufeiras que alteram profundamente o regime de escoamento do curso de água retirando-lhe a sua capacidade de transporte, devido ao efeito de regularização de caudais afluentes. Isto resulta do facto de agora o curso de água ser formado por um série de lagos artificiais o que reduz as velocidades de escoamento e logo a tensão de arrastamento no fundo. Por vezes, mesmo que o rio transporte algum caudal sólido, a redução da velocidade do escoamento a montante da albufeira provoca a sua deposição não permitindo a sua chegada à foz e a entrada no sistema marítimo. Assim, é apenas durante as grandes cheias, onde as velocidades atingem valores significativos o transporte sedimentar adquire alguma expressão, Figura 2.5 (Veloso-Gomes, 2007a).

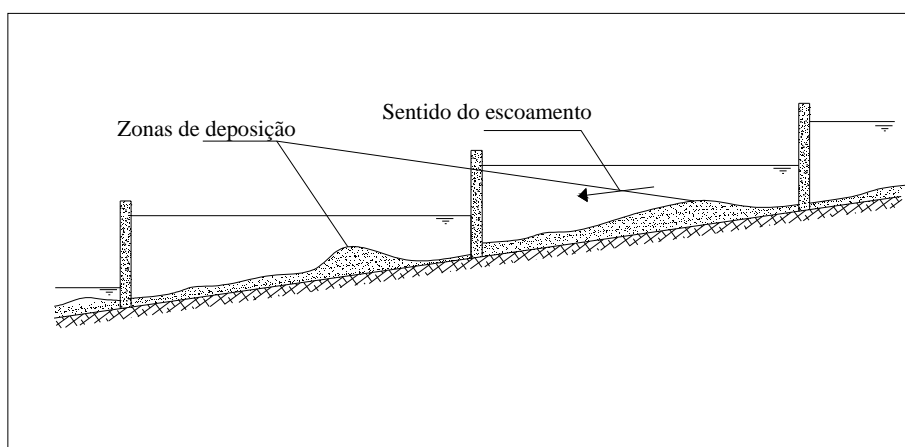


Figura 2.5 – Perfil do leito do rio após a implantação de vários aproveitamentos hidroeléctricos.

A extracção de areias nos rios e estuários, com posterior venda para utilização na construção e para manter os canais de navegação é igualmente um dos factores que contribuiu para o enfraquecimento das fontes aluvionares. No primeiro caso o material é retirado do sistema, contribuindo para o défice sedimentar. No segundo caso é criada uma “barreira” que serve como sedimentador natural impedindo a chegada do material ao mar e após ser dragado, é normalmente vendido e não recolocado no sistema.

A construção de grandes quebramares com funções portuárias, para permitir o funcionamento de diversos portos por todo o mundo, intersectam, caso exista, o transporte sedimentar conduzindo ao agravamento de fenómenos erosivos a barlar destas estruturas. Este efeito é superior ao de um esporão, já que normalmente, estas estruturas são mais compridas e robustas, formando uma barreira de dimensão superior. Por outro lado, de forma a permitir a entrada de navios de grandes dimensões no porto é necessário manter uma determinada profundidade mínima. Contudo, as correntes de difracção na cabeça destas estruturas levam os sedimentos a alojar-se na entrada do canal de navegação, pelo que a autoridade portuária é obrigada a executar dragagens periódicas. É prática comum utilizar os sedimentos para a execução de empreitadas no porto ou a sua venda para o exterior.

A fragilização de dunas e arribas devido a ocupação humana é igualmente um factor a ter em conta, uma vez que estas são a melhor protecção contra um evento de temporal. O pisoteio pelos veraneantes

e o estacionamento de viaturas em cima das dunas contribuem para a sua destruição, destruindo uma reserva de sedimentos para o sistema.

Em zonas costeiras da América do Sul e África os fenómenos erosivos agravaram-se nas últimas décadas devido também à destruição dos mangais. O facto de constituírem uma importante fonte de matéria-prima para as populações destes continentes, tanto para construir habitações como para produzir energia, conduz a que sejam frequentemente destruídos. Para além do seu elevado valor como matéria-prima, os mangais representam um ecossistema único, com uma elevada riqueza biológica e ecológica.

Os mangais permitem a estabilização de canais de navegação, contendo os taludes do canal e servem para estabilizar zonas costeiras, se as condições hidrodinâmicas forem favoráveis. Os ramos dos mangais formam uma estrutura reticulada e porosa que permite a acumulação de material fino e funciona como um dissipador de energia da agitação. Ora, a sua destruição, quer para aproveitar os seus recursos, quer para permitir um melhor acesso à zona costeira, contribui para o aparecimento dos fenómenos erosivos. Deste modo zonas que se encontravam estáveis vêm-se subitamente numa situação de rápida regressão.

Finalmente, a construção de estruturas de defesa costeira contribuiu igualmente, por vezes, para o aumento dos fenómenos erosivos. A principal crítica a este tipo de estrutura prende-se com o facto de não resolverem o problema global, apenas local e chegando mesmo a agravar ou antecipar os problemas em zonas mais a barlar.

Tratando-se de esporões, a estrutura de defesa mais comum, a sua presença provoca, durante o período de enchimento, uma aceleração dos processos erosivos em zonas a sotamar, devido à interrupção do trânsito sedimentar, Figura 2.6. No entanto, este efeito é provisório, pois tal como uma albufeira, o esporão atinge o seu limite de acumulação de sedimentos, permitindo ao caudal sólido, caso exista, retornar o seu trajecto anterior (Oliveira, 1997).

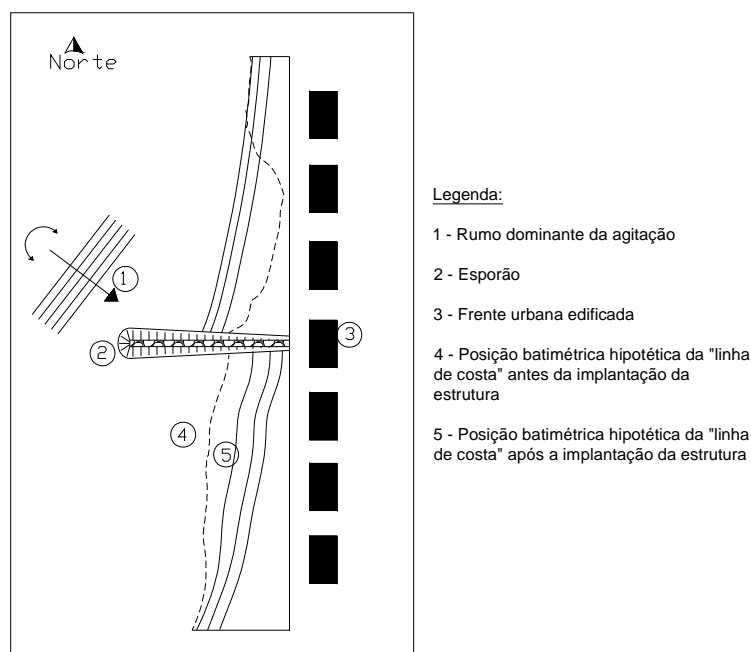


Figura 2.6 – Hipotética variação batimétrica da “linha de costa” devido à implantação de um esporão.

Uma forma alternativa de evitar este problema é a opção por estruturas destacadas da costa, Figura 2.7, já que a acumulação de sedimentos devido à sua presença não provém, em grande parte, da deriva litoral, mas sim da zona exposta da estrutura, sendo transportados para a zona abrigada devido às correntes de difracção. Caso o tómbolo ligue a estrutura à costa, então o trânsito sedimentar será bloqueado, total ou parcialmente, devido ao efeito semelhante ao de um esporão.

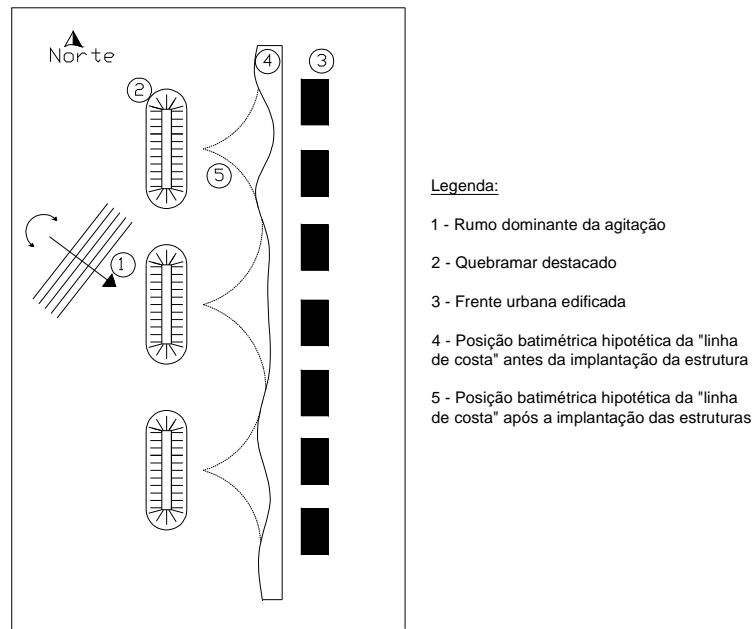


Figura 2.7 – Hipotética variação batimétrica da “linha de costa” devido à implantação de estruturas destacadas.

As obras longitudinais aderentes não possuem capacidade de retenção de sedimentos, logo o seu efeito mais pernicioso é o facto de acabar com a praia emersa adjacente devido às elevadas reflexões (Oliveira, 1997). No entanto é de notar que as reflexões merecem estudos aprofundados, pois ao transferirem a energia das ondas para outras zonas podem alterar a dinâmica costeira local e, possivelmente, ser responsáveis pelo aumento dos fenómenos erosivos noutras zonas, nomeadamente a sotamar da estrutura, Figura 2.8. No entanto os fenómenos erosivos globais mantêm-se, uma vez que a intervenção da estrutura é localizada possivelmente numa pequena zona a sotamar. Isto leva a que as estruturas aderentes tenham muitas vezes de ser implantadas ao longo de toda a extensão da frente urbana edificada no troço costeiro em erosão.

Com estes exemplos procura-se ilustrar que ainda que as estruturas introduzam alguns efeitos locais que podem potenciar ou antecipar os fenómenos erosivos, nunca podem ser responsabilizadas pelo fenómeno global em curso. Deve ser promovida uma análise profunda e cuidada de custo/benefício antes de proceder à implantação das estruturas. No entanto, quando a opção de retirada dos núcleos urbanos não poder ser executada, esta é muitas vezes a única solução possível para manter as condições de segurança.

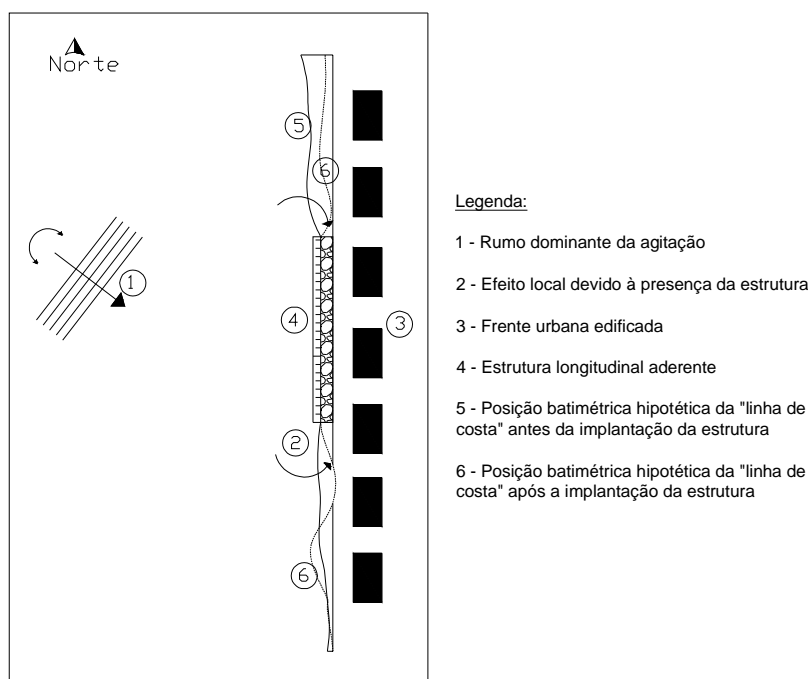


Figura 2.8 – Hipotética variação batimétrica da “linha de costa” devido à implantação de uma estrutura aderente.

Assim, o problema da regressão generalizada da linha de costa é uma questão deveras complicada, que poderá, a curto e a médio prazo, conduzir a situações catastróficas em algumas zonas costeiras. É necessário estabelecer uma política preventiva, já que não é possível continuar com intervenções locais a adiar problemas. Esta política preventiva, começa já a ser aplicadas um pouco por todo o mundo através de novos planos de ordenamento, que proíbam a expansão urbana em zonas costeiras vulneráveis. No entanto, ainda existe muito trabalho a fazer a nível político e jurídico, para que estes planos sejam implantados com firmeza.

Continua a ser importante aprofundar a capacidade de previsão da evolução da “linha de costa” ao longo de décadas, tendo presente a variabilidade climática, cenários de alterações climáticas e cenários de intervenções antrópicas (incluindo alternativas de intervenções de proteção costeira).

2.4 EXEMPLOS DA COSTA PORTUGUESA

Antes de serem apresentados alguns casos de estudo, convém analisar de forma sucinta a constituição geomorfológica e aluvionar da costa portuguesa, pois esta pode explicar as diferentes respostas devido aos fenómenos erosivos.

Segundo Abecassis (1997) a costa portuguesa pode ser subdividida em 10 troços distintos, de características aproximadamente idênticas, sendo que alguns, apesar de afastados geograficamente, apresentam características análogas. Assim, de forma sucinta e genérica, existem troços com afloramentos rochosos irregulares, dispostos de forma aproximadamente paralela à linha de costa, que dificultam os movimentos sedimentares, tanto transversais como longitudinais. Funcionando como protecção contra a agitação incidente, estes afloramentos fornecem às praias de enseada situadas nestes troços uma estabilidade única na costa portuguesa. Para além deste facto podem ainda favorecer a acumulação de areias, actuando como esporões naturais. Nestes troços, as acumulações aluvionares

resultam, normalmente, da existência destes afloramentos ou de estruturas de defesa costeira. Troços onde não existam estas protecções, naturais ou artificiais, sofrem os efeitos dos fenómenos erosivos, reduzidos apenas pela existência de falésias rochosas dificilmente erodíveis. O emagrecimento dos areais está a ocorrer a diferentes velocidades, fruto das dinâmicas locais distintas, mesmo para zonas próximas. Finalmente, apesar da existência de diversos cursos de água importantes, como o rio Douro, rio Tejo, rio Minho, apenas para referir alguns, o seu transporte real é muito inferior ao potencial, consequência das intervenções humanas referidas em 2.3.

Torna-se ainda importante uma referência a algumas formações geológicas importantes como o cabo Raso ou o cabo Mondego, que funcionam como esporões de enormes dimensões não permitindo o trânsito sedimentar. O canhão da Nazaré actua como um sedimentador natural, bloqueando igualmente a passagem ao reduzido volume sedimentar em movimento de deriva de Norte para Sul.

Existem vários casos de estudo práticos da costa portuguesa, bastante bem documentados. A recolha de informação para este estudo foi efectuada na publicação EUrosion de 2006. Nesta publicação são analisados os casos de fenómenos erosivos mais graves da linha de costa portuguesa, dividindo-a em troços mais curtos, em função das frentes urbanas presentes em cada um, já que estas são a principal fonte de preocupação, uma vez que a regressão da linha de costa pode originar problemas sérios. Os troços analisados foram:

- Embocadura do Rio Douro – Espinho;
- Espinho – Esmoriz;
- Maceda – Furadouro;
- Furadouro – Torreira;
- Torreira – Quebramar norte de Aveiro;
- Costa Nova – Vagueira;
- Vagueira – Praia de Mira;
- Praia de Mira – Praia da Tocha;
- Praia da Tocha – Cabo Mondego.

Os fenómenos erosivos que ocorreram ao longo de décadas têm colocado em risco os numerosos aglomerados urbanos que se implantaram nestas áreas. Para além disto, zonas com características balneares atractivas, são afectadas devido à perda de qualidade das suas zonas balneares associada à redução da extensão dos areais.

O primeiro troço possui a protecção de afloramentos rochosos durante toda a sua extensão pelo que se tem mantido estável. No entanto as praias apresentam sedimentos com uma granulometria elevada, o que reduz o seu valor balnear. No entanto durante a ocorrência de temporais, o mar chega a atingir algumas das frentes urbanas implantadas na zona costeira.

Entre Espinho e Esmoriz os primeiros registos de fenómenos erosivos datam de 1869, antes da implantação de barragens ou dos quebramares de Leixões, pelo que se pode concluir que se trata de um fenómeno natural. As primeiras estruturas de defesa foram construídas em 1909 e destruídas pela acção do mar em 1911, quando o mar avançou cerca de 225 m em direcção a terra. No período entre 1911 e 1950 o mar continuou a avançar, cerca de 75 m. Este avanço foi controlado através da construção de três esporões entre 1911 e 1918. A aparente estabilidade atingida levou ao desenvolvimento de aglomerados urbanos próximos do mar. No entanto, entre 1948 e 1977, o mar voltou a reduzir a extensão do areal da zona Sul de Espinho para limites preocupantes. Mais uma vez a única solução para assegurar a manutenção da frente urbana de Espinho foi a construção de estruturas de defesa costeira. Nos anos 80 foram implantados dois esporões de grandes dimensões, e implantada uma obra longitudinal aderente ao longo de toda a extensão da frente urbana. A situação tem-se

mantido estável desde esta intervenção. No entanto a situação mais crítica neste troço situa-se na pequena povoação de Paramos, entre Espinho e Esmoriz, na qual já foram implantadas diversas estruturas de defesa e a situação continua instável. Neste caso foi ponderada no Plano de Ordenamento da Orla Costeira Caminha-Espinho a retirada do pequeno núcleo urbano como sendo a única hipótese, pois sustentar os avanços do mar poderá não ser possível, sendo assim a retirada a única opção viável.

Entre Esmoriz e Cortegaça durante as últimas três décadas desenvolveu-se uma frente urbana com uma extensão de cerca de 3 km, em cima do cordão dunar. Para além disto, parte desta frente urbana encontra-se implantada a altitudes inferiores ou próximas do nível médio da água do mar. Este troço é considerado o mais crítico de toda a zona em estudo, uma vez que o mar se encontra perigosamente próximo da frente urbana e qualquer avanço conduziria à destruição desta frente urbana, podendo originar um verdadeiro desastre. Neste momento, toda a frente urbana é protegida por uma extensa estrutura longitudinal aderente e por esporões de grandes dimensões. A sua construção foi indispensável devido às taxas erosivas verificadas durante os anos de 1967 a 1977, com a costa a registar uma regressão de quase 40 m. A sul das obras de defesa, os fenómenos erosivos continuam a evidenciar taxas preocupantes. No entanto como não existem frentes urbanas os seus efeitos mediáticos são menores.

No troço entre Maceda e Torreira, as erosões e os galgamentos têm sido frequentes e significativos. No entanto, face à inexistência de frentes urbanas, à excepção do Furadouro, apenas zonas florestais são afectadas. Neste troço, os fenómenos erosivos foram observados entre os anos de 1947 e 1958, agravando-se entre 1958 e 1980. A partir de 1980 as taxas de erosão foram ainda superiores. No entanto, apesar de não se encontrar em risco a perda de património edificado, a preservação das florestas e respectivos ecossistemas deve ser considerada. Para além disto, a zona do Furadouro é reconhecida pelas suas praias que atraem bastantes turistas durante a época balnear, sendo que a redução dos areais ameaça esta atractividade. A zona da reserva natural das dunas de São Jacinto encontra-se no segundo troço. Tratando-se de uma área de elevado valor ambiental é necessário promover a sua protecção.

A zona costeira entre a Torreira e o quebramar Norte de Aveiro encontra-se aparentemente estável, uma vez que beneficia dos sedimentos vindos das zonas a Norte e encontra-se protegido pelo quebramar da Torreira a Norte e pelo quebramar Norte de Aveiro a Sul, pelo que não são expectáveis fenómenos erosivos graves.

A faixa costeira entre a Costa Nova e Vagueira, estende-se ao longo de cerca de 9 km, desde o quebramar Sul de Aveiro até ao esporão Norte da Vagueira. Esta zona sofre as influências da artificialização da barra de Aveiro e das operações de dragagem efectuadas para manter o canal de navegação. No entanto os fenómenos erosivos mais importantes ocorreram entre 1947 e 1978, existindo registos que indicam uma regressão da zona costeira da ordem dos 200 m. Actualmente, apenas a zona entre as obras de defesa se encontra estável. A Sul desta zona as taxas de erosão continuam a ser elevadas.

Entre a Vagueira e Mira, os efeitos das erosões costeiras e dos galgamentos são visíveis, apesar da inexistência de frentes urbanas em risco. Neste troço os efeitos erosivos podem ter efeitos catastróficos devido à existência do sistema lagunar de Aveiro, uma vez que as erosões podem permitir a entrada da água do mar salinizada, destruindo um dos ecossistemas mais ricos de toda a zona costeira portuguesa e acabando com cerca de 32 km² de solos ricos para a agricultura. Para além disto, as inundações resultantes poderão colocar em risco várias centenas de casas. O ímpeto do mar tem sido sustido pelas obras de emergência executadas nesta zona ao longo dos últimos anos, nomeadamente o reforço do cordão dunar, efectuado ao longo de mais de uma dezena de quilómetros.

Entre Mira e a praia da Tocha as alterações à linha de costa não evidenciam grande dinâmica, encontrando-se a zona, de forma geral, em equilíbrio. Para além disto, a inexistência de frentes urbanas reduz o risco de problemas nesta zona.

O troço final desta zona de estudo, entre a praia da Tocha e o Cabo Mondego, apresenta-se estável, provavelmente devido à existência do Cabo Mondego que funciona como um esporão natural permitindo à zona atingir um equilíbrio dinâmico.

O caso de estudo da Costa da Caparica engloba toda a zona costeira entre a Cova do Vapor, imediatamente a Sul da embocadura do Tejo até à Costa da Caparica. A análise sucinta deste caso de estudo será mais uma vez baseada na informação da publicação EUrosion.

Esta zona da costa portuguesa pode ser classificada como uma zona de deposição aluvionar, derivada dos efeitos conjuntos da agitação, marés e do escoamento do rio Tejo. De facto, as elevadas taxas de erosão verificadas ao longo das últimas décadas na restinga do Tejo reduziram em muito a sua extensão e volume. Assim toda esta zona entre a Cova do Vapor e a Costa da Caparica perdeu uma protecção natural que existiu ao longo de muitos anos, para além de funcionar como reserva aluvionar, para a recuperação da linha de costa após vários fenómenos de regressão. A batimetria é aproximadamente paralela à linha de costa, em geral, com uma inclinação suave

Em relação à agitação, esta zona é caracterizada por períodos de zeros ascendentes entre 3 e 16 s, associados a direcções dominantes de S-10-W e WNW respectivamente. As alturas de onda são limitadas pela rebentação, sendo o valor máximo igual a 8,4 m. Finalmente as direcções da agitação mais frequentes situam-se entre os 260° e 290°, normalmente com alturas de onda entre 0,5 e 2,5 m, e períodos entre 5 e 8 s. As marés variam entre 3,83 m e 0,27 m, podendo sofrer algumas alterações devido a fenómenos meteorológicos.

Esta zona possui uma dinâmica única em relação a toda a costa portuguesa pelo facto de se situar imediatamente a Sul da embocadura. A complexa interacção entre as correntes de maré do Tejo, a agitação e os fenómenos de difracção, devido a existência do Cabo Raso, contribuem para a complexa batimetria desta zona e a inversão do sentido do transporte sedimentar.

Os registos dos fenómenos erosivos começam em 1947 na Costa do Vapor, e em 1958 na Costa da Caparica. Depois de centenas de anos de acumulação submarina de sedimentos e de progressão na direcção do mar, a dinâmica local alterou-se profundamente. Paralelamente aos fenómenos erosivos, desenvolveu-se a frente urbana, durante aos anos de 1972 a 1996, em zonas vulneráveis e de risco próximas do mar. Ora, com o desenvolvimento urbano e a regressão da linha de costa, passaram a ocorrer com maior frequência galgamentos, inundações e destruição de apoios de praia. Em virtude destes acontecimentos, a necessidade de protecção tornou-se evidente, já que a retirada do núcleo urbano era inviável. Logo, de forma a proteger este núcleo urbano foi construída uma extensa obra longitudinal aderente, ao longo de todo o desenvolvimento do núcleo urbano da Caparica e um campo de esporões, com 9 estruturas de comprimentos variados, desde a Cova do Vapor até à Costa da Caparica. Foram ainda efectuadas operações de reabilitação do cordão dunar da Cova do Vapor, intervenções que podem ser identificadas na Figura A.1 em anexo. Apesar de a zona se encontrar protegida pelas obras, atenuando assim o risco para a frente urbana, a qualidade balnear da zona encontra-se seriamente ameaçada, obrigando à necessidade de operações de alimentação artificial das praias, para que, durante os meses de Verão mantenham a sua qualidade balnear. No entanto, com a chegada do Inverno, os fenómenos erosivos voltam a retirar a areia das praias e os avanços do mar contidos pelas obras levam à necessidade de constantes operações de manutenção das estruturas. Assim, nos estudos efectuados pelo Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos (IHRH) da FEUP é identificada a necessidade de proceder à alimentação artificial das praias com cerca de três milhões de

metros cúbicos de areia, de forma a saturar o sistema, permitindo a obtenção de um equilíbrio dinâmico, já que enquanto o défice de sedimentos se mantiver, dificilmente as operações de transposição artificial de areias conduzirão aos resultados esperados.

Em zonas ainda sem intervenção humana a construção foi proibida, como medida preventiva, evitando-se assim futuros problemas (Veloso-Gomes *et al.*, 2007b).

Actualmente apesar de o avanço do mar manter-se uma preocupação, devido à presença da extensa frente urbana, a situação tem sido controlada. A atenção da comunicação social tem incidido sobre a zona da praia de São João, localizada entre a Costa da Caparica e a Cova do Vapor.

3

MECANISMOS E TIPOLOGIAS DAS EROSÕES LOCALIZADAS

3.1 INTRODUÇÃO

O fenómeno da erosão localizada diferencia-se da erosão global ou generalizada, na medida em que ocorre nas proximidades das estruturas e a presença desta influencia directamente a sua ocorrência. Apesar disto as erosões localizadas podem, igualmente, ocorrer inseridas num fenómeno erosivo global. A interacção entre a estrutura e as acções hidrodinâmicas provoca alterações no escoamento que induzem o transporte sedimentar. Estas alterações hidrodinâmicas são abordadas e explicitadas no ponto seguinte. Este transporte ocorre, tal como referido, nas proximidades da estrutura, ou mesmo sob a sua fundação, ameaçando a sua estabilidade global devido ao aparecimento de infraescavações.

Esta tipologia erosiva pode ocorrer tanto em meio fluvial como marítimo, mas a complexidade destes processos aumenta claramente em meio marítimo. Em meio fluvial o escoamento é, globalmente, unidireccional e homogéneo, o que facilita a análise do transporte sedimentar. Por sua vez, em meio marítimo, onde a agitação (escoamento oscilatório) é a acção dominante, a complexidade dos mecanismos físicos é bastante superior. A interacção da agitação com os sedimentos do fundo do mar, sendo bastante mais complexa não permite o mesmo tipo de análise que é efectuada no meio fluvial. Se a este facto for adicionada a existência de correntes de maré, de difracção, de refracção, a rebentação e a interacção entre todos estes fenómenos é perceptível a profunda complexidade do problema que se propõe estudar neste capítulo. Apesar da predominância da agitação, a presença de correntes pode conduzir a um sério agravamento dos fenómenos erosivos (Sumer e Fredsøe, 1997).

Para o caso de uma estrutura em meio fluvial existe já uma boa base de estudos, permitindo obter uma ordem de grandeza para o desenvolvimento deste fenómeno (Sumer *et al*, 2001). Para o caso do meio marítimo os estudos ainda se encontram atrasados.

A importância do estudo destes fenómenos deve-se a corresponderem a um dos principais responsáveis pela rotura das estruturas de defesa costeira, devido ao aparecimento das infraescavações. Independentemente da robustez da estrutura os fossos erosivos provocam o deslizamento dos blocos do manto resistente, podendo conduzir à sua rotura total. A resistência global não se baseia apenas no peso unitário dos blocos, mas também no fenómeno de embricamento entre os vários blocos.

Este efeito pernicioso pode ocorrer rapidamente, durante um temporal ou então ao longo de um intervalo de tempo superior, devido à acção de ondas menos energéticas. As grandezas físicas que controlam o aparecimento e desenvolvimento deste fenómeno, Sumer e Fredsøe (2000), são:

- Altura de onda incidente, H ;

- O período de onda T ;
- A profundidade da água nas proximidades da base da estrutura, h ;
- A rugosidade do leito, definida pela dimensão característica dos sedimentos, d ;
- A massa volúmica da água, ρ ;
- A viscosidade cinemática da água, ν .

Cada tipo de estrutura provoca um desenvolvimento próprio das erosões localizadas, pelo que se conclui que as suas características intrínsecas influenciam o fenómeno. Assim, relativamente às características da estrutura, o aparecimento e desenvolvimento das erosões localizadas podem ser afectados por (Burchart e Hughes, 2001):

- Inclinação dos taludes;
- Porosidade;
- Permeabilidade;
- Rugosidade;
- Alinhamento em planta;
- Forma da cabeça.

A única forma de simular grande parte dos fenómenos intervenientes nestes processo e as suas interacções é através de ensaios em modelo reduzido, ainda que seja necessário atender aos efeitos de escala. Assim, os resultados dos vários trabalhos de investigação nesta área não podem ser aplicados de forma universal, sendo necessário verificar as condições de aplicabilidade, e lembrar que os resultados podem constituir ordens de grandeza e não valores exactos. As condições de aplicabilidade restringem a possibilidade de aplicação dos métodos a zonas onde as condições hidrodinâmicas sejam próximas das utilizadas e mesmo nestes casos é necessário um estudo aprofundado e uma recolha de informações acerca de intervenções passadas.

À implantação de estruturas marítimas associam-se custos bastante elevados, económicos, sociais e ambientais. Do ponto de vista económico, os elevados custos devem-se às fortes acções a que as estruturas se encontram expostas durante a sua vida útil, e aos próprios métodos construtivos que implicam a utilização de equipamentos de grande dimensão e capacidade, com elevados custos de mobilização e operação.

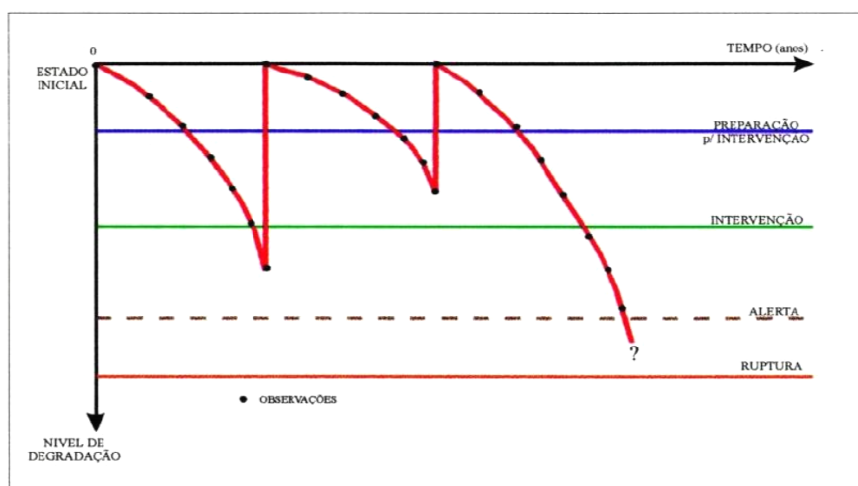


Figura 3.1 – Fases de degradação das estruturas de defesa costeira e respectivos intervalos de tempo para intervenção (Veloso-Gomes, 2007b).

Tendo em conta este facto é perceptível o esforço feito em termos de investigação para tentar chegar a metodologias que permitam, se possível, eliminar ou pelo menos minorar, os efeitos das erosões localizadas. De preferência, estas metodologias devem ser utilizadas ainda durante a fase de projecto, já que as intervenções de reparação ou beneficiação deste tipo de estruturas conduzem geralmente a custos elevados. A progressão no tempo e no espaço dos danos conduz geralmente a aumentos exponenciais dos custos. A Figura 3.1 procura ilustrar a variação entre o tempo e o nível de degradação das estruturas definindo os momentos desejáveis para executar as intervenções, de forma a controlar os custos das operações de reparação.

Nesta secção do trabalho, procurou-se explicitar os fenómenos físicos envolvidos no aparecimento das erosões localizadas, os modos de rotura das estruturas associados a esse efeito, procurando ilustrar com dados relativos a casos de estudo da costa portuguesa.

3.2 MECANISMOS FÍSICOS

A presença de uma estrutura no meio marítimo, provoca alterações no escoamento na sua proximidade através de uma ou mais das seguintes formas (Sumer *et al.*, 2001):

- Contracção do escoamento;
- Aparecimento de vórtices de esteira;
- Aparecimento de vórtices do tipo ferradura;
- Geração de turbulência;
- Reflexão e difracção;
- Rebentação.

Estas alterações provocam o aumento da capacidade de transporte do escoamento nestas zonas, devido ao aumento das velocidades orbitais das partículas junto ao leito e ao aumento da velocidade do escoamento. Em relação à rebentação, para além da introdução de elevados índices de turbulência, esta pode colocar os sedimentos em suspensão, facilitando o seu transporte pela agitação e correntes locais. Este fenómeno ocorre normalmente para os sedimentos mais finos. No entanto os efeitos da turbulência ainda não se encontram bem avaliados, pelo que nas proximidades da estrutura a dimensão dos sedimentos colocados em suspensão poderá ser superior. A influência dos fenómenos enumerados anteriormente, podendo actuar em conjunto ou isoladamente, é usualmente quantificada através do factor de amplificação da tensão de arrastamento, α , devido à presença da estrutura, que é definido através da relação (Sumer e Fredsøe, 1997):

$$\alpha = \frac{\max(\tau_0)}{\tau} \quad (3.1)$$

em que $\max(\tau_0)$ representa a tensão máxima de arrastamento nas proximidades da estrutura e τ a tensão de arrastamento natural, sem a presença da estrutura. O aumento no valor da tensão de arrastamento pode ser provocado por qualquer um dos fenómenos acima referidos ou por uma conjugação de alguns, ou todos, sendo a sua intensidade reduzida com o aumento da distância à estrutura, retornando o escoamento às suas características naturais. Este factor de amplificação é responsável pelo facto de as erosões localizadas ocorrerem mesmo quando não ocorrem erosões globais. Isto corresponde a dizer que, mesmo que a tensão de arrastamento natural não seja suficiente para provocar o movimento dos sedimentos, as alterações introduzidas pela presença da estrutura no escoamento nas suas zonas

próximas, podem provocar o movimento sedimentar. Assim, as erosões localizadas podem ocorrer integradas num movimento sedimentar global, $\tau_0 > \tau_{cr}$, “*Live-bed scour*”, ou apenas um movimento sedimentar local, $\tau_0 > \tau_{cr}/\alpha$, “*clear-water scour*”. Neste caso os sedimentos apenas se encontram em movimento nas zonas próximas da estrutura (Whitehouse, 1998).

A ocorrência deste fenómeno encontra-se intimamente ligada às condições hidrodinâmicas e ao transporte sedimentar. Relativamente ao transporte sedimentar, o início do movimento pode ser determinado através da tensão de arrastamento crítica, τ_{cr} , ou através da velocidade crítica, U_{cr} . A forma mais comum para definir o início do movimento é através do critério de Shields, baseado por sua vez na tensão crítica de arrastamento. Segundo este critério as principais variáveis que influenciam o início do movimento podem ser agrupadas em dois parâmetros adimensionais principais. O primeiro corresponde ao parâmetro de Shields, ψ , cujo valor crítico, ψ_{cr} , é dado pela expressão:

$$\Psi_{cr} = \frac{U_{cr}^2}{(s - 1)gd_{50}} = f(Re^*) \quad (3.2)$$

em que $U_{cr}^* = \tau_{cr}/\rho$ representa a velocidade de atrito crítica, sendo $s = \rho_s/\rho$, ρ_s a massa volúmica dos sedimentos, ρ a massa volúmica da água, g a aceleração da gravidade, d_{50} o diâmetro médio dos sedimentos. O segundo parâmetro é o número de Reynolds de atrito, Re^* , obtido através da expressão:

$$Re^* = \frac{U_{cr}^* d_{50}}{\nu} \quad (3.3)$$

em que ν representa a viscosidade cinemática da água. Assim, de acordo com este critério o início do movimento das partículas caracterizado por (3.2), é traduzido graficamente pelo diagrama de Shields, Figura 3.2. Os pontos localizados acima da curva correspondem a condições de escoamento em que ocorre o movimento dos sedimentos do leito, enquanto que pontos localizados abaixo desta curva correspondem a escoamentos em que não se verifica movimento de sedimentos (Carvalho *et al.*, 2007).

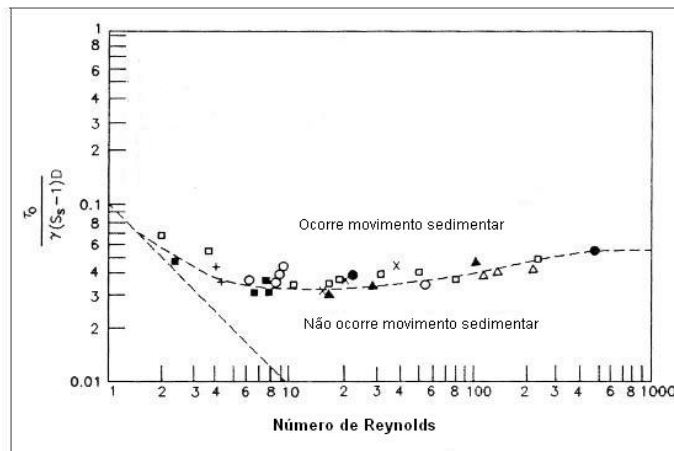


Figura 3.2 – Diagrama de Shields (Burchart e Hughes, 2001).

Existem dois modos principais de transporte sedimentar: o transporte pelo fundo e o transporte em suspensão. Para valores de ψ um pouco acima do valor crítico, o transporte de sedimentos é reduzido, com grãos individuais a rolarem, saltarem ou escorregarem ao longo do leito. Este tipo de transporte depende principalmente do coeficiente de atrito do fundo, sendo este função da sua forma. Está fundamentalmente dependente da configuração da camada limite devido à acção de ondas e correntes. À medida que as taxas de transporte aumentam, os grãos começam a descolar do fundo a uma taxa que aumenta ao longo do tempo, devido ao impacto entre os vários grãos que vão sendo colocados em suspensão. Este efeito ilustra o início do transporte em suspensão, que ocorre ao longo da coluna de água sob o leito. Este tipo de transporte é controlado fundamentalmente pela turbulência associada à tensão de arrastamento total no fundo. A distribuição de sedimentos ao longo da coluna de água depende da velocidade de queda dos sedimentos, w_f , do coeficiente de difusão dos sedimentos, v_f , e da concentração de sedimentos em suspensão, c . Para o caso da acção conjunta de correntes e agitação, a concentração de sedimentos em suspensão pode ser definida através de duas componentes: o seu valor médio, c_m , e o valor associado às variações no tempo das componentes da agitação, c_w . A concentração de sedimentos em suspensão atinge o seu valor máximo na zona de rebentação (Burchart e Hughes, 2001). No entanto, a separação entre os dois tipos de transporte sedimentar não é pacífica, já que existe ainda muita incerteza em relação contribuição de cada um para o transporte total.

Vários estudos baseados em extensos trabalhos laboratoriais procuraram explicitar melhor os fenómenos precursores e as características das erosões localizadas, para os vários tipos de estruturas, como por exemplo: Sumer e Fredsøe, 1997; Fredsøe e Sumer, 1997; Sumer e Fredsøe, 2000; Sumer et al., 2000; Sumer *et al.*, 2001; Myrhang e Rue, 2003; Myrhang et al. 2004; e Sumer et al., 2005, citando apenas os consultados para a realização do presente trabalho. Assim, existe já alguma informação e metodologia passível de ser consultada e aplicada, de forma a tentar reduzir os efeitos perniciosos das erosões localizadas. De seguida descrevem-se os principais mecanismos físicos responsáveis pelos fenómenos erosivos e de que forma os diferentes tipos de estrutura e as suas características influenciam e/ou potenciam o seu início e desenvolvimento.

Sumer e Fredsøe (1997) analisaram as erosões localizadas na zona da cabeça de uma estrutura vertical e concluíram que sob o efeito da agitação as alterações no escoamento, os padrões de erosão/deposição e a profundidade máxima de erosão próxima da estrutura podem ser relacionadas com os diferentes valores do número de Keulegan-Carpenter (KC), definido da seguinte forma:

$$KC = \frac{U_{wm}T}{B} \quad (3.4)$$

em que U_{wm} representa o valor máximo da velocidade orbital das partículas de água junto ao leito na secção em estudo, T o período de onda e B a dimensão característica da estrutura, no caso da cabeça normalmente o seu diâmetro.

Sumer e Fredsøe (1997), de forma a tentarem definir qual ou quais os mecanismos físicos preponderantes no desenvolvimento e controle das erosões localizadas, realizaram uma série de testes, variando as condições de escoamento, para três intervalos de KC correspondentes a três escoamentos distintos. Um valor pequeno de KC significa que a camada limite do escoamento é reduzida em relação à dimensão característica da estrutura, logo não se verificam alterações ao escoamento. Com o aumento do valor de KC , a espessura da camada limite aumenta, e a contracção das linhas de corrente provoca o aparecimento do vórtice de esteira. Para valores superiores para além do vórtice anterior

cria-se um novo vórtice em espiral, que existe durante um intervalo de tempo que é tanto maior quanto maiores forem os valores de KC . Este vórtice é idêntico ao que ocorre na face de um pilar vertical sob a acção de uma forte corrente permanente, quando por exemplo se encontra implantado em meio fluvial, o vórtice tipo ferradura.

Em função de KC , Sumer e Fredsøe (1997) distinguiram três tipos de escoamento nas proximidades da estrutura, Figura 3.3:

1. $KC < 1$ - Escoamento inalterado;
2. $1 < KC < 12$ - Separação do escoamento, com formação do vórtice de esteira, a cada meio período, na zona abrigada pela estrutura. No entanto a forma como o vórtice se desenvolve não depende de KC , apenas as suas dimensões em planta estão dependentes deste parâmetro, aumentando à medida que este aumenta;
3. $KC > 12$ - Separação do escoamento com formação do vórtice de esteira na zona abrigada e aparecimento do vórtice em espiral (vórtice tipo ferradura).

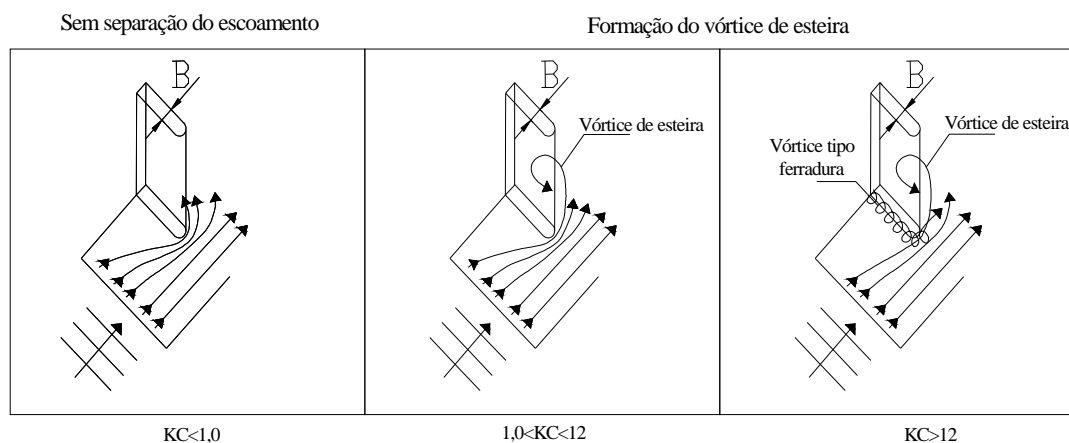


Figura 3.3 - Regimes de escoamento em redor da cabeça de um quebramar vertical (adaptado de Sumer e Fredsøe, 1997).

Nos testes realizados pelos autores em que para além da agitação se adicionou um escoamento homogêneo com o mesmo sentido da propagação da agitação e com velocidade de 0,1 m/s, os autores verificaram que o vórtice tipo ferradura existe para valores de KC muito inferiores aos anteriores. Para $KC=1,5$ já ocorre a formação do vórtice tipo ferradura, pelo que é possível concluir o aumento nos fenómenos erosivos devido à presença da corrente.

Relativamente ao aumento da tensão de arrastamento no fundo, os ensaios efectuados por Sumer e Fredsøe (1997), permitiram concluir que o factor de amplificação da tensão de arrastamento pode atingir um valor igual a 10 na zona próxima da cabeça da estrutura para valores de $KC=8$, Figura 3.4. Esta conclusão é suportada pela medição do valor da velocidade do escoamento nesta zona. Com o aumento de KC verifica-se o aumento do valor da tensão de arrastamento, assim como da zona por esta influenciada, o que seria de prever visto o desenvolvimento do vórtice de esteira ser igualmente superior.

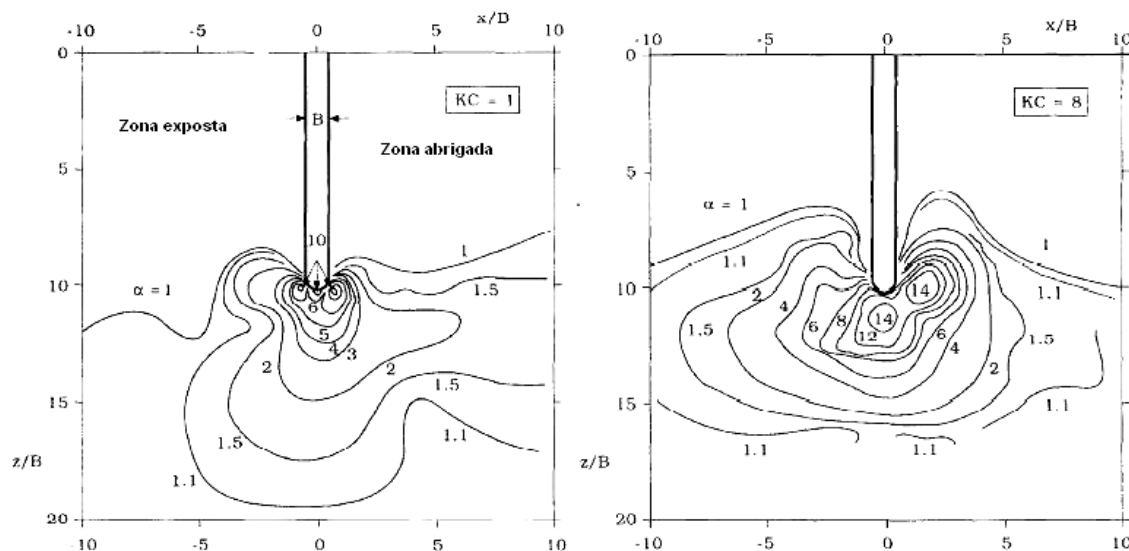


Figura 3.4 – Variação do factor de amplificação da tensão no fundo nas proximidades da cabeça de uma estrutura vertical (Sumer e Fredsøe, 1997)

A análise da Figura 3.4, permite concluir que toda a cabeça da estrutura, quer na zona exposta quer na zona abrigada, sofre um aumento da tensão de arrastamento. Para valores de $KC=8$, o factor de amplificação da tensão de arrastamento pode atingir valores iguais a 14. Sendo possível concluir que o valor máximo coincide aproximadamente com a extremidade da cabeça da estrutura, sendo maior no lado abrigado do que no lado exposto.

Os autores concluíram que os principais responsáveis pelas erosões localizadas, são os dois tipos de vórtices apresentados anteriormente, sendo a sua formação e dimensão controlada pelo valor de KC . Assim para valores de KC próximos da unidade as erosões localizadas são praticamente nulas, uma vez que não ocorre separação do escoamento e respectiva formação do vórtice de esteira. Com o aumento deste índice, os sedimentos são colocados em movimento e transportados para zonas afastadas da estrutura pelo vórtice de esteira. Assim, quanto maior for a sua intensidade e dimensões, maior será a magnitude dos processos erosivos.

Quando se considera o efeito de uma corrente permanente, com o mesmo sentido de incidência da agitação os fenómenos erosivos são agravados, este efeito pode ser explicado pela existência do vórtice tipo ferradura que contribui para o aumento da tensão de arrastamento em conjugação com o vórtice de esteira, para além de aumentar o valor de KC . Por outro lado, a corrente contribui para o transporte dos sedimentos para zonas afastadas da estrutura. Este efeito será bastante importante para valores reduzidos de KC , pois apesar de não existir o vórtice de esteira, o transporte dos sedimentos é efectuado pela corrente incidente.

A zona da estrutura mais afectada pelos fenómenos erosivos será sem dúvida a cabeça, ainda que a existência de correntes de difracção e a rebentação não tivessem sido contabilizadas, mas que podem influenciar os fenómenos erosivos, aumentando ainda mais o valor de α e colocando os sedimentos em suspensão.

Em relação à cabeça de estruturas em talude, a influência de KC no processo é novamente reconhecida. No entanto, não é possível estabelecer limites tão precisos como foi efectuado para as estruturas verticais, isto porque a interacção entre o escoamento incidente e um paramento rugoso,

permeável e inclinado é um fenómeno muito complexo ainda não totalmente conhecido (Fredsoe e Sumer, 1997).

Neste tipo de estruturas os mecanismos físicos responsáveis pelo aparecimento do fosso erosivo na cabeça das estruturas em talude são: o vórtice de esteira, o escoamento permanente estacionário e a rebentação mergulhante. Em relação à rebentação mergulhante, o seu aparecimento está dependente das alturas de onda incidentes, devido ao controle desta pela profundidade de água (Fredsoe e Sumer, 1997). O escoamento estacionário para estruturas em talude será explicado aquando do estudo para a secção corrente destas.

Tal como foi referido, a rebentação mergulhante é o principal mecanismo responsável pelo aparecimento dos fossos erosivos na zona abrigada das estruturas (Fredsoe e Sumer, 1997). A ocorrência da rebentação pode ser sumariamente descrita em quatro fases: empolamento da onda, rebentação, jacto de água direccionado para o fundo e o aparecimento do fosso erosivo, Figura 3.5.

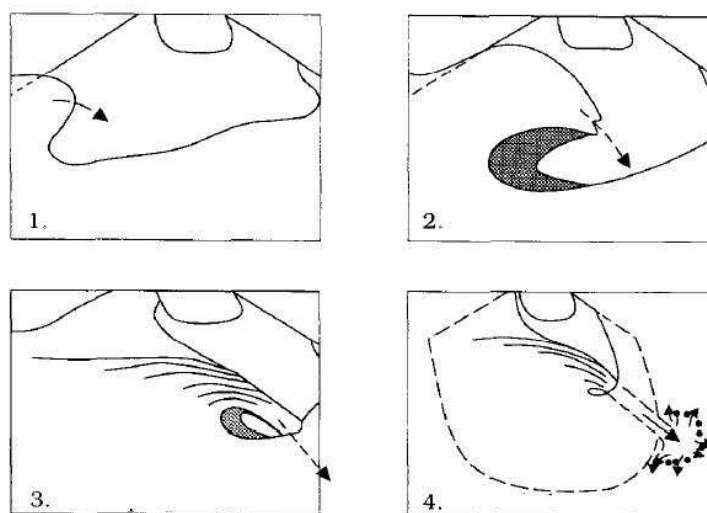


Figura 3.5 – Fases da rebentação mergulhante sobre a cabeça de uma estrutura em taludes (Fredsoe e Sumer, 1997).

Este fenómeno é muito comum em estruturas cuja altura de coroamento permita o seu galgamento. Ocorre frequentemente na costa portuguesa, durante as alturas de preia-mar, em que as estruturas são facilmente galgáveis por ondas de altura superiores a 3 metros, que são comuns em temporais na costa portuguesa e para as quais há registos de alturas de onda da ordem dos 8 a 10 m. As variações da altura de água provocadas pela existência da maré são também importantes para o processo erosivo, pois permitem a rebentação das ondas em diferentes zonas da estrutura de acordo com a variação de nível de água. Pelo que este tipo de erosão não ocorre apenas na zona abrigada.

Em relação ao vórtice de esteira, segundo as relações definidas para as estruturas verticais, não ocorrerá a sua formação, já que para as estruturas em talude a dimensão característica, B , Figura 3.6, é muito superior aos valores considerados para uma estrutura vertical, pelo que os valores de KC serão próximos ou inferiores à unidade (Fredsoe e Sumer, 1997). Assim, o aparecimento dos fossos erosivos é atribuído unicamente à contracção do escoamento, Figura 3.7.

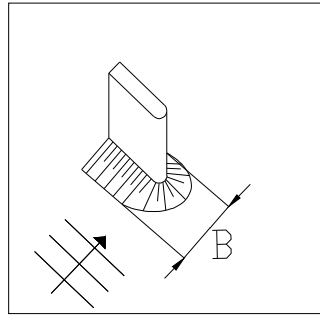


Figura 3.6 – Representação esquemática da cabeça da estrutura em taludes utilizada nos ensaios (Fredsøe e Sumer, 1997).

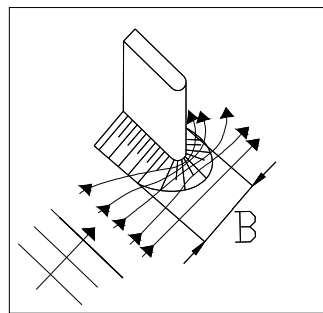


Figura 3.7 – Contracção das linhas de escoamento nas proximidades de uma estrutura em taludes (Fredsøe e Sumer, 1997).

Para a contracção do escoamento foi medido o factor de amplificação da tensão de arrastamento no fundo, tendo sido obtidos os resultados apresentados na Figura 3.8.

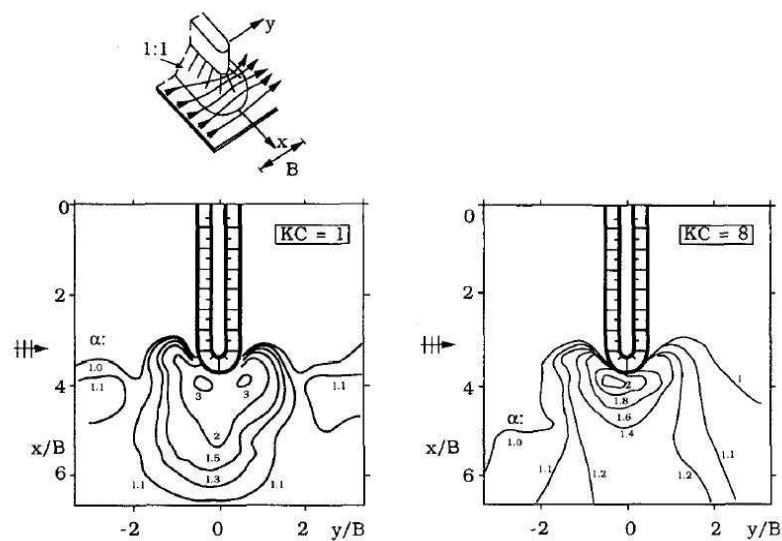


Figura 3.8 – Resultados da medição do factor de amplificação da tensão de arrastamento no fundo, devido ao efeito da contracção do escoamento, na cabeça de uma estrutura em taludes (Fredsøe e Sumer, 1997).

Analisando esses resultados e comparando-os com os da Figura 3.4, conclui-se que para estruturas em talude o factor de amplificação da tensão de arrastamento no fundo é bastante inferior ao encontrado para estruturas verticais, para os mesmos valores de KC. Isto pode ser explicado pelo facto de parte do escoamento ser efectuado pelo talude na cabeça da estrutura, Figura 3.7, ao passo que nas estruturas verticais a contracção do escoamento afecta unicamente o solo de fundação da estrutura (Fredsoe e Sumer, 1997). No entanto valores de α da ordem dos 3, como os encontrados para estas estruturas, são suficientes para provocar o movimento sedimentar em zonas próximas da estrutura.

Sumer e Fredsoe (2000) analisaram também estes fenómenos, para as secções correntes de estruturas em taludes, procurando igualmente identificar para esta quais os mecanismos responsáveis pelo aparecimento das erosões localizadas. Os ensaios foram realizados num canal, a 2D. De forma a permitir analisar a influência da inclinação dos taludes foram testadas duas inclinações distintas, 1:1.2 e 1:1.75, e ainda uma estrutura vertical, procurando quantificar os efeitos favoráveis do talude rugoso para o desenvolvimento dos fossos erosivos, uma vez que permitem uma redução dos coeficientes de reflexão.

Para a secção corrente das estruturas de defesa o principal mecanismo físico responsável pelo aparecimento e desenvolvimento das erosões localizadas, é o padrão de escoamento estacionário que se forma em frente destas. Este padrão de escoamento deve-se à reflexão da agitação no seu paramento. Em estruturas verticais, caso não ocorra rebentação, as reflexões são totais, formando-se uma onda estacionária que conduz ao desenvolvimento de um padrão de escoamento estacionário perfeito em frente desta, Figura 3.9.

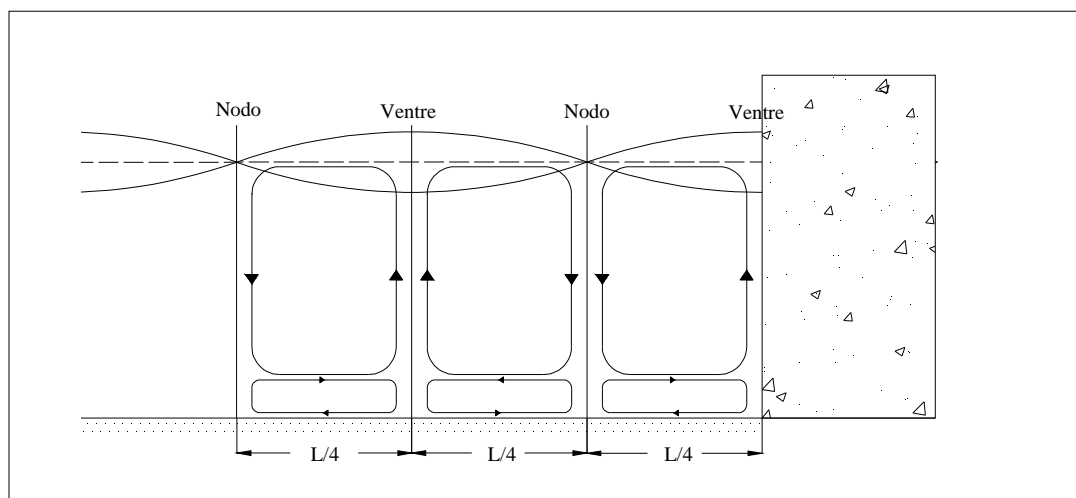


Figura 3.9 – Padrão de escoamento estacionário em frente a uma estrutura vertical sob a acção de ondas estacionárias (Sumer e Fredsoe, 2000).

A formação desta onda estacionária provém da sobreposição de uma onda progressiva com uma reflectida de igual amplitude e propagando-se em sentido oposto, formando-se uma onda com uma amplitude igual ao dobro da amplitude da onda incidente. Nos pontos nodais o nível de água mantém-se constante enquanto que nos ventres a variação do nível de água é máxima. Este fenómeno de recirculação da agitação deve-se ao facto de, nos ventres, os movimentos das partículas serem apenas verticais, enquanto que nos nodos os movimentos são horizontais. A altura de onda nos nodos mantém-se igual à altura de onda incidente e nos ventres a altura de onda, no presente caso de reflexão total, é o dobro da incidente (Veloso-Gomes, 1995).

A Figura 3.9, ilustra o padrão do sistema de células de recirculação do escoamento em frente à estrutura vertical. Os sedimentos nas proximidades da estrutura respondem à solicitação destas células, com a célula inferior a ser responsável pelo início do movimento. Os sedimentos mais finos são colocados em suspensão e passam a sofrer a acção das células superiores que os transportam para zonas afastadas da estrutura (Sumer e Fredsøe, 2000).

Relativamente a estrutura em taludes, para as mesmas condições de agitação incidente, o mecanismo físico identificado é o mesmo que para o caso da estrutura vertical. No entanto a sua intensidade parece ser inferior, fruto do menor coeficiente de reflexão deste tipo de estruturas. A Figura 3.10 procura mostrar as características da onda estacionária para estas estruturas (Sumer e Fredsøe, 2000).

Para cada estrutura ensaiada os autores definiram o perfil de equilíbrio de erosão/deposição, sendo que para cada uma das estruturas, as zonas de erosão e deposição se dispõem, de forma, aproximadamente paralelas à orientação destas. Da análise destes perfis de equilíbrio sobressaem as principais diferenças entre os dois tipos de estruturas. No caso do paramento vertical, o fosso erosivo situado na base da estrutura é nulo, atingindo a profundidade máxima aproximadamente entre o nodo e o ventre, Figura 3.11.

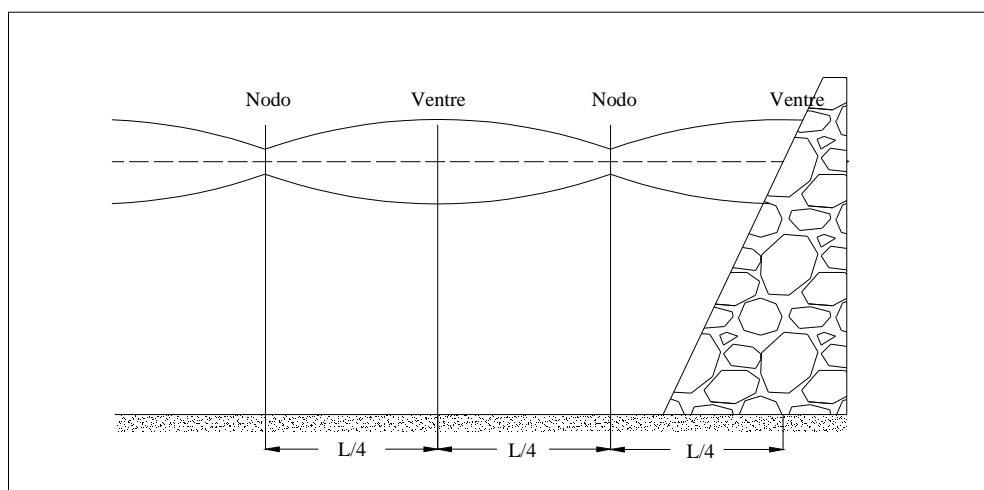


Figura 3.10 – Onda estacionária em frente a uma estrutura em taludes (Veloso-Gomes, 1995).

No caso do paramento em talude o fosso erosivo inicia-se imediatamente na base deste, Figura 3.12, pelo que os seus efeitos são bastante mais perniciosos para a estabilidade global da estrutura pois provocam o deslizamento dos blocos do manto resistente. Estas diferenças devem-se ao facto de para o primeiro tipo de estrutura o escoamento estacionário constante ser nulo na zona próxima do paramento, logo não inicia o transporte sedimentar, enquanto que para a estrutura em taludes este escoamento é mais significativo. A profundidade máxima do fosso erosivo é cerca de 25% inferior no caso da estrutura em taludes, quando comparada com a estrutura vertical (Sumer e Fredsøe, 2000).

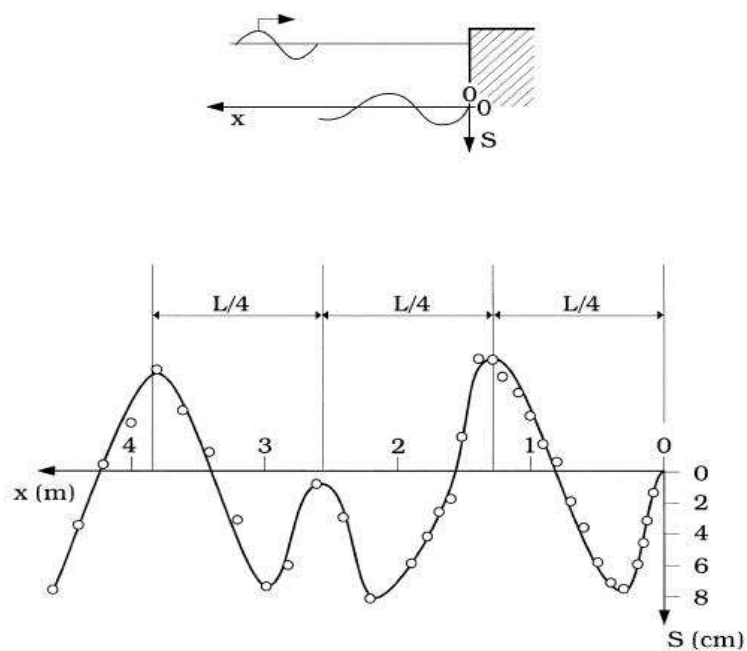


Figura 3.11 – Perfil erosão/deposição de equilíbrio em frente a uma estrutura vertical (Sumer e Fredsøe, 2000).

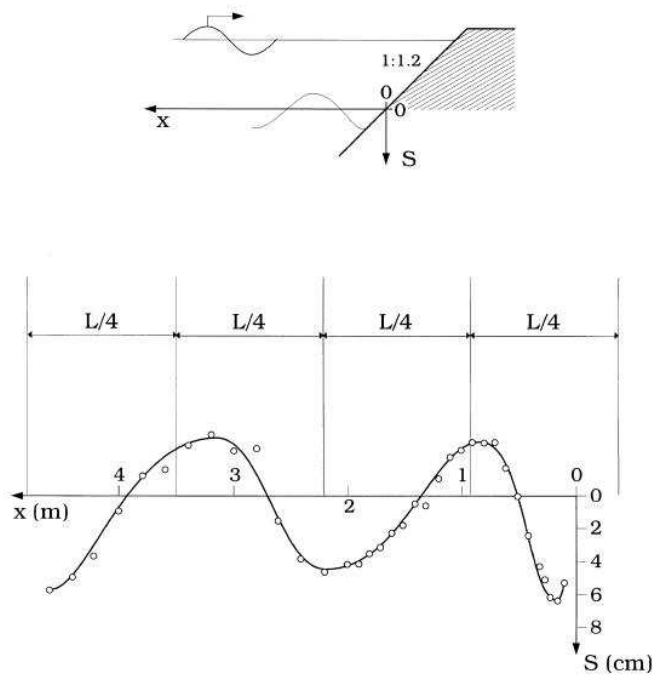


Figura 3.12 – Perfil erosão/deposição de equilíbrio em frente a uma estrutura em taludes, com inclinação 1:1,2 (Sumer e Fredsøe, 2000).

Com o aumento da inclinação do talude verifica-se uma redução da profundidade máxima de erosão, a sua localização altera-se apenas ligeiramente no sentido da estrutura (Sumer e Fredsøe, 2000). No

entanto em ambos os casos a agitação incidente considerada era regular e sempre perpendicular às estruturas, algo que não se verifica em condições naturais.

Assim, da análise destes perfis de erosão/deposição é possível concluir que o escoamento estacionário possui uma elevada capacidade de transporte em zonas próximas da estrutura, fruto da interacção entre a agitação incidente e o seu paramento.

A redução da profundidade máxima é uma consequência da redução do coeficiente de reflexão, logo este poderá ser um parâmetro chave para a redução destes fenómenos. O aumento do coeficiente de reflexão provoca um aumento na velocidade orbital das partículas aumentando a capacidade de transporte do escoamento. O coeficiente de reflexão define-se como:

$$C_r = \frac{H_r}{H} \quad (3.5)$$

em que C_r representa o coeficiente de reflexão, H_r a altura da onda reflectida e H a altura de onda incidente (Taveira-Pinto, 2002). Normalmente, o coeficiente de reflexão é quantificado, para as várias estruturas costeiras, recorrendo a expressões empíricas. Uma das expressões mais utilizadas para estimar o valor do coeficiente de reflexão foi definida por Losada e Gimenez-Curto (1981):

$$C_r = 1,35(1 - \exp(-0,071I_r)) \quad (3.6)$$

em que I_r representa o número de Iribarren, calculado através da expressão:

$$I_r = \frac{\tan(\beta)}{\sqrt{2\pi H / (gT^2)}} \quad (3.7)$$

em que H representa a altura de onda incidente, g a aceleração da gravidade e β o ângulo do talude da estrutura. Outra expressão, com bastante aplicação prática, para quantificar o coeficiente foi definida em função do número de Iribarren médio, I_{rm} , por Allsop (1990) (Taveira-Pinto, 2002):

$$C_r = \frac{aI_{rm}^2}{b + I_{rm}^2} \quad (3.8)$$

em que a e b representam coeficientes adimensionais cujo valor depende das características do talude da estrutura, os valores destes coeficientes podem ser consultados no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Coeficientes empíricos a e b, segundo Allsop (1990) (Taveira-Pinto, 2001).

Tipo de secção	a	b
Lisa	0,96	4,80
Rugosa Rochosa (duas camadas)	0,64	8,85
Rugosa Rochosa (uma camada)	0,64	7,22
Rugosa de Grandes Dimensões (duas camadas)	0,64	9,64
Rugosa de Grandes Dimensões (uma camada)	0,67	7,87

Reduzir o coeficiente de reflexão, poderá ser uma das maneiras mais eficientes de minimizar os efeitos das erosões localizadas

Finalmente, conclui-se que o efeito das erosões é mais gravoso em ensaios com agitação regular do que em ensaios de agitação irregulares, já que para os primeiros a onda estacionária mantém as suas características idênticas ao longo do tempo, com a altura de onda a duplicar na zona dos ventres caso o coeficiente de reflexão seja igual à unidade (Sumer e Fredsøe, 2000).

Para o caso da agitação irregular as características da onda estacionária variam ao longo do tempo e do espaço, o que provoca uma redução da capacidade de transporte do escoamento estacionário e uma maior variabilidade espacial. Logo a irregularidade da agitação incidente pode ter um efeito favorável, contribuindo para a alteração da localização das zonas de erosão e deposição, uma zona que previamente seria de erosão pode passar a zona de deposição, devido à alteração de localização dos nodos e ventres, reduzindo a ordem de grandeza dos fenómenos erosivos (Sumer e Fredsøe, 2000).

Apesar dos estudos existentes para as estruturas emersas, a análise destes fenómenos para estruturas submersas não tem sido abordada. No entanto as erosões localizadas são igualmente uma das principais responsáveis pela rotura deste tipo de estruturas (Sumer *et al.*, 2005). Actualmente os quebramares total ou parcialmente submersos possuem várias vantagens em relação às estruturas emersas. São as estruturas de defesa costeira com menor impacto visual, uma vez que se encontram permanente ou temporariamente submersa, possibilitam a criação de habitats para diversas espécies marinhas e proporcionam a prática de surf em certas zonas costeiras com menos tradição neste tipo de desportos, aumentando a sua atractividade (Veloso-Gomes, 2007c). Para além disto enquanto se encontram submersas não bloqueiam o transporte sedimentar da zona onde se encontram implantadas, permitindo os movimentos de deriva litoral.

Neste tipo de estrutura o efeito das erosões localizadas é controlado também pelo valor de KC e pela submergência da estrutura, F , que se define como a cota do nível da água em relação à cota de coroamento, Figura 3.13 (Sumer *et al.*, 2005).

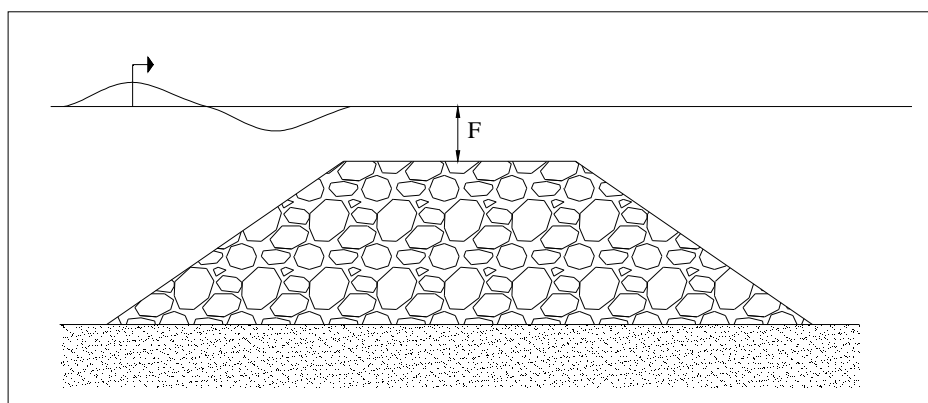


Figura 3.13 – Quebramar submerso em taludes.

Neste trabalho, Sumer *et al.* (2005) utilizaram cinco modelos diferentes de quebramares, permitindo uma comparação entre os vários resultados:

1. Quebramar vertical emerso;
2. Quebramar em taludes lisos emersos (inclinação 1:1,5);
3. Quebramar em taludes lisos submersos (inclinação 1:1,5);
4. Quebramar em taludes rugosos emersos (inclinação 1:1,5);
5. Quebramar em taludes rugosos submersos (inclinação 1:1,5).

Os primeiros dois foram ensaiados apenas como referência para os resultados, sendo que o seu perfil liso foi conseguido através da utilização de duas placas metálicas. Foram executados ensaios para a secção corrente (2D) e para a cabeça das estruturas (3D). Foram igualmente ensaiadas estruturas impermeáveis e porosas.

Em relação à secção corrente o escoamento estacionário homogêneo representa o principal mecanismo responsável pelo início e desenvolvimento do processo erosivo. No entanto, neste tipo de estruturas o seu valor é bastante superior ao verificado nas estruturas emersas, tanto em ordem de grandeza, como em desenvolvimento em planta. Este aumento pode ser atribuído à formação de um escoamento de retorno, com comportamento idêntico ao de uma onda de progressiva, sob a superfície da água, provocando o aumento das velocidades das partículas nas células de recirculação e logo o aumento da sua capacidade de movimentar os sedimentos na zona adjacente à estrutura (Neves *et al.*, 2007). As erosões localizadas ocorrem sempre na base da estrutura, seja esta porosa ou impermeável (Sumer *et al.*, 2005).

Para além disto, os perfis de erosão/deposição para este tipo de estrutura não revelam uma correlação tão precisa com a localização dos nodos e ventres, ao contrário das estruturas emersas, logo as configurações de equilíbrio são bastante distintas das verificadas para as estruturas emersas, Figura 3.14. Verifica-se que existe uma correlação entre o fosso erosivo na base da estrutura e a célula de recirculação do escoamento desta secção, demonstrado pela medição das velocidades nesta zona (Sumer *et al.*, 2005).

Outra diferença entre este tipo de estrutura e as emersas reside no facto das erosões nas primeiras ocorrerem aproximadamente com a mesma ordem de grandeza em ambos os lados da estrutura. Nas estruturas submersas as erosões no lado abrigado são bastante superiores. Isto deve-se aos galgamentos que a estrutura sofre, responsáveis pelo escoamento sobre o talude posterior, de

inclinação negativa. Este escoamento pode provocar o arrastamento de blocos do manto resistente e ao atingir o leito origina o aparecimento de fossos erosivos, de acordo com um mecanismo descrito para a rebentação mergulhante (Sumer *et al.*, 2005).

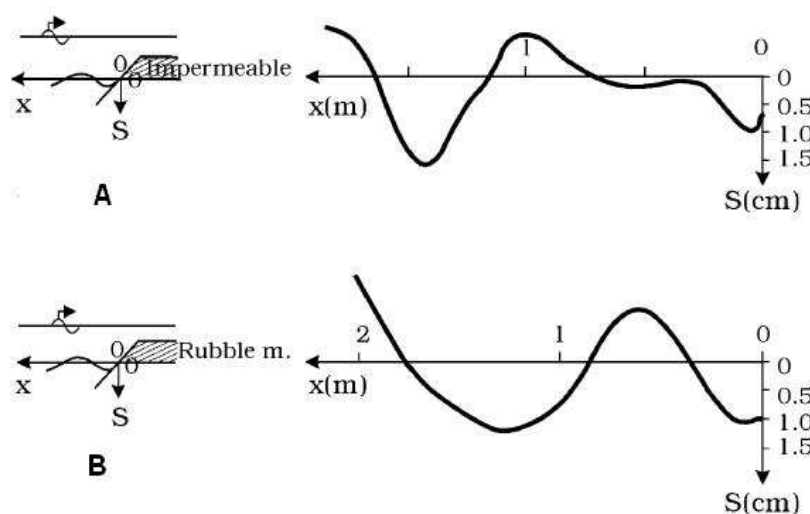


Figura 3.14 – Perfil de erosão/deposição de equilíbrio em frente a uma estrutura submersa em taludes: A) Estrutura impermeável, B) Estrutura porosa (Sumer *et al.*, 2005).

Analisando a profundidade do fosso erosivo junto ao pé da estrutura conclui-se que esta é superior para as estruturas porosas, em enrocamento. Apesar de reduzirem o efeito do escoamento estacionário permanente em zonas mais afastadas da estrutura, a porosidade e rugosidade da estrutura contribuem para o aumento do fosso erosivo no seu pé, aumentando os danos sofridos pela estrutura. Conclui-se portanto que o escoamento estacionário em frente a estruturas imersas não é análogo ao verificado nas estruturas emersas.

Em relação à zona da cabeça, os mecanismos físicos são idênticos aos identificados para as estruturas emersas, sendo o escoamento estacionário o principal mecanismo físico responsável pelo aparecimento dos fossos erosivos na zona exposta. Em relação à zona abrigada os galgamentos e a rebentação mergulhante são os principais mecanismos controladores do aparecimento e desenvolvimento das erosões (Sumer *et al.*, 2005).

O fluxo estacionário é controlado não só pelo número de KC mas igualmente pela relação entre a submersão da estrutura e a altura de onda incidente. Mantendo constante o valor de KC, a ordem de grandeza do fosso erosivo é reduzida à medida que a submersão se aproxima da profundidade da água. Para um valor constante da submersão, a magnitude dos fenómenos erosivos aumenta concomitantemente com o aumento de KC (Sumer *et al.*, 2005).

Na zona abrigada da estrutura a ocorrência da rebentação é o mecanismo físico dominante. Assim a voluta que se forma e se desloca ao longo do coroamento da estrutura pode eventualmente dirigir-se para o leito, mobilizando os sedimentos. As fases da rebentação são idênticas às ilustradas para as estruturas emersas, Figura 3.5, com a agravante que este fenómeno é bastante mais comum nestas estruturas, pelo facto de se encontrarem submersas. Assim, para a zona abrigada o parâmetro de controle é a relação entre o parâmetro de rebentação, $T(gH)^{0.5}$, e a profundidade de água, h . Mais uma vez a submersão é um parâmetro importante, já que para valores elevados não ocorre a rebentação das ondas e logo os fenómenos erosivos na zona abrigada são reduzidos.

De forma sucinta foram descritos os mecanismos físicos responsáveis pelo aparecimento dos fenómenos erosivos nos vários tipos de estruturas de defesa costeira, assim como os principais parâmetros de controlo, ilustrando as situações mais críticas.

Como era de prever, fruto das observações em protótipo, a zona mais crítica para a ocorrência de erosões localizadas situa-se na cabeça das estruturas. Uma vez que se trata da zona exposta a solicitações mais energéticas. O escoamento estacionário actua principalmente na secção corrente das estruturas, mas a sua acção na zona exposta da cabeça é igualmente importante. A rebentação representa o mecanismo mais nefasto, uma vez que possui uma maior capacidade de induzir o transporte sedimentar.

O aumento da turbulência contribui igualmente de forma decisiva para o aumento da tensão de arrastamento. Os níveis de turbulência nas proximidades da estrutura são elevados, sendo o escoamento muitas vezes oscilatório e variável, principalmente pela acção dos mecanismos descritos anteriormente, aparecimento de vórtices, reflexões, ocorrência de rebentação e correntes de difracção. Apesar de actuar principalmente no início do movimento sedimentar o aumento da turbulência influencia bastante as taxas de transporte sedimentar, tanto por arrastamento, como por suspensão (Sumer *et al.*, 2001).

Outro mecanismo físico que pode conduzir ao aparecimento das erosões localizadas é a possível liquefacção do leito na zona de fundação da estrutura. Este fenómeno poderá ocorrer durante um temporal, devido às elevadas alturas de onda que provocam gradientes de pressão superiores no solo de fundação das estruturas (Whitehouse, 1998). Um solo arenoso entra em liquefacção quando a sua tensão efectiva atinge valores muito baixos ou nulos, isto é, os grãos de solo não se encontram confinados pelos grãos adjacentes (Matos-Fernandes, 2006). Este fenómeno pode conduzir à rotura da estrutura devido à perda de capacidade de carga do solo e ao facto do leito ser mais facilmente erodido sob a acção da agitação.

Este gradiente de pressões é provocado pela sucessiva passagem de cristas, com aumento de pressão, e cavas, com redução de pressão. Não sendo totalmente dissipado leva a que a pressão intersticial aumente originando a libertação dos grãos de solo, que não sofrem qualquer efeito de atrito. A vibração de uma estrutura sob a acção da agitação pode igualmente conduzir a um aumento da pressão intersticial e à respectiva liquefacção do solo (Whitehouse, 1998).

Uma última tipologia de erosão localizada que ocorre apenas em quebra-mares com funções portuárias, trata-se da erosão localizada por jacto. Este tipo de erosão deve-se aos efeitos do funcionamento do hélice de um navio que se encontre no porto acostado ou então em manobras de entrada ou saída. Este tipo de processo erosivo depende fundamentalmente das características mecânicas do hélice dos navios e da sua distância ao leito. Várias estruturas portuárias têm sofrido danos devido a este fenómeno, principalmente devido ao aumento de potência dos motores dos navios actuais e ao facto de estes possuírem agora propulsores na proa para ajudar a executar as manobras (Yuksel *et al.*, 2004).

3.3 MECANISMOS FÍSICOS NOUTRAS ESTRUTURAS COSTEIRAS

Em relação às tubagens submersas existe igualmente uma crescente preocupação em perceber e quantificar os fenómenos erosivos, uma vez que podem conduzir à sua rotura (Antaki, 1991). Uma rotura numa destas tubagens poderá originar um grande desastre ambiental, para além dos elevados custos de reparação, já que os trabalhos em zonas submersas possuem custos bastante mais elevados. Durante a sua vida útil, 20 a 30 anos, estas estruturas podem experimentar várias configurações do leito, podendo este ser inicialmente ondulado ou plano. A tubagem pode encontrar-se inicialmente

parcial ou totalmente enterrada e ficar a descoberto, podendo estar rodeada por zonas erodidas e apoiada nos “*span-sholders*” (zonas de deposição) ou completamente suspensa (Myrhaug e Rue, 2003). Estas variações do meio envolvente podem ocorrer de forma muito rápida ou então ao longo de um longo período de tempo, o que, tal como para as estruturas anteriores dificulta a sua previsão.

A presença da tubagem no fundo do mar provoca alterações nas características do escoamento envolvente, conduzindo à sua separação, originando uma recirculação que o conduz em direcção ao leito na procura da sua configuração normal (Sumer e Freds). Esta separação e recirculação do escoamento originam o aparecimento de vários turbilhões de esteira que atingem o leito imediatamente a sotamarr da tubagem, Figura 3.15. O seu efeito é maior para correntes permanentes do que para a agitação, uma vez que esta se trata de um escoamento variável.

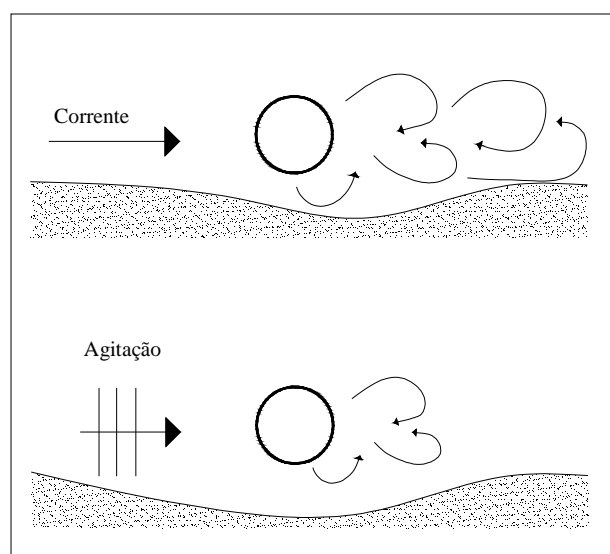
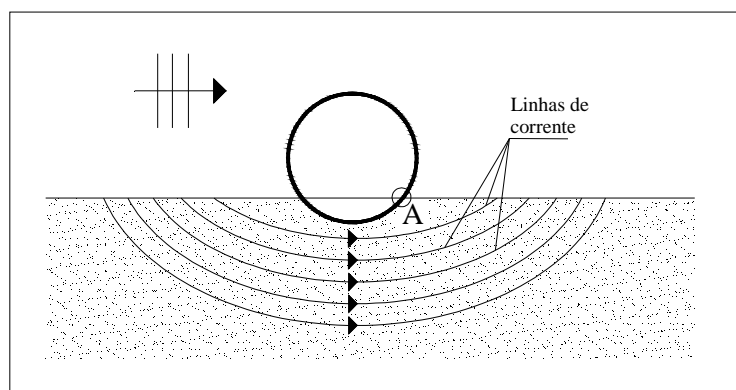


Figura 3.15 – Interacção entre o escoamento e uma tubagem submersa (adaptado de Whitehouse, 1998).

As alterações no escoamento são bastante maiores num escoamento permanente do que num escoamento oscilatório. Os vórtices de esteira, como já foi referido, provocam variações bruscas da tensão de arrastamento nas zonas próximas da tubagem. Estas variações são importantes para o mecanismo físico de início do processo erosivo (“*onset of scour*”) neste tipo de estruturas, já que deslocam os vórtices consoante a sua direcção aumentando a zona do leito sob sua acção, podendo aumentar a ordem de grandeza do processo erosivo (Myrhaug e Rue, 2005).

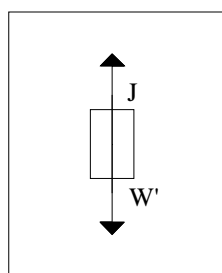
O processo físico mais importante nas tubagens submersas é sem dúvida o início do processo erosivo, uma vez que após o seu início, tudo ocorre muito rapidamente. O início do processo erosivo encontra-se associado ao gradiente de pressão resultante da força de percolação sob a tubagem, quando esta é cravada a baixa profundidade e os sedimentos são removidos pela acção das ondas e correntes (Sumer *et al.*, 2000), Figura 3.16.


 Figura 3.16 – Percolação sob a tubagem submersa (Sumer *et al.*, 2000).

Este processo ocorre quando as forças de percolação, J , atingem valores superiores aos do peso submerso do solo, $J > W'$, o que leva à saída de uma mistura de água e sedimentos da zona imediatamente a sotamar da tubagem (Sumer *et al.*, 2000). Este fenómeno tem o nome de erosão interna, *piping*, na literatura inglesa, sobejamente estudado no âmbito da mecânica dos solos. Caracteriza um estado de instabilidade do solo, a *quick condition*, Figura 3.17, que ocorre quando o gradiente de pressões devido às forças de percolação anula a tensão efectiva do solo:

$$i \geq i_{crit} = \frac{\gamma - \gamma'}{\gamma'} \quad (3.9)$$

em que i representa o gradiente hidráulico, i_{crit} , o gradiente hidráulico crítico, isto é quando $J=W'$, γ o peso específico do solo e γ' o peso específico do solo submerso. Quando este estado é atingido ocorre o arrastamento progressivo de partículas do solo na zona de saída das linhas de corrente (Figura 3.16). Quando isso ocorre as forças de percolação provocam o arraste de partículas de solo desenvolvendo autênticas galerias desde o ponto de saída das linhas de corrente e em sentido oposto ao de percolação da água, atingindo um grande desenvolvimento (Matos-Fernandes, 2006).


 Figura 3.17 – Detalhe do ponto A, para a situação de “*quick condition*” (Sumer *et al.*, 2000).

Os principais parâmetros que controlam este início do processo erosivo segundo Sumer *et al.* (2000) são a relação entre o embutimento da tubagem no leito e o seu diâmetro, e/Φ , e o número de KC.

Quanto maior for o embutimento da tubagem, maior será o percurso percorrido pela água sob a tubagem e menor será o seu gradiente.

Depois do início do processo erosivo a profundidade máxima de erosão, assim como o seu desenvolvimento em planta, dependem das condições locais, e uma vez que o leito não é homogéneo não ocorre de igual forma ao longo de toda a tubagem, existindo zonas de erosão e zonas de deposição, tal como nas restantes estruturas estudadas. Analisando o processo erosivo sob a tubagem, com a acção da agitação irregular, verifica-se que apenas durante a passagem da crista é que os gradientes de pressão atingem os valores necessários para produzir a “*quick condition*”, as cavas não provocam esta condição, devido à redução na altura da coluna de água sobre a tubagem (Whitehouse, 1998). Assim as erosões localizadas dependem fundamentalmente do valor de KC, responsável pelo aparecimento dos vórtices de esteira, e pela altura de água sobre a tubagem que controla o gradiente de pressões.

Finalmente, quando atravessam a zona de rebentação, apesar da falta de estudos, é aceite que os fenómenos erosivos atingem o seu valor máximo, como seria de esperar, já que estas são as zonas de transporte sedimentar máximo. No entanto, a percepção total do modo de funcionamento destes mecanismos e da sua interligação ainda está longe de ser totalmente conhecida. Neste caso é recomendada a aplicação de modelos de previsão definindo as dimensões máximas previstas para o fosso erosivo e enterrar a tubagem para além da máxima profundidade prevista (Burchart e Hughes, 2001).

Em relação a pilares verticais, serão apenas referenciados de forma sumária no presente estudo, numa perspectiva de comparação entre a forma como as diversas estruturas são afectadas por estes fenómenos quando inseridas em meio marítimo. Para o estudo dos fenómenos erosivos, quando inseridos em ambiente marítimo, os pilares podem ser divididos em dois grandes grupos (Burchart e Hughes, 2001):

1. Pilares de pequenos diâmetros, quando $D \leq L/10$;
2. Pilares de grandes diâmetros, quando $D \geq L/10$;

em que L representa o comprimento de onda incidente e D o diâmetro do pilar.

Esta divisão é importante na medida em que para cada grupo os mecanismos físicos responsáveis pelas erosões são distintos. Assim, para pilares de pequeno diâmetro os principais mecanismos intervenientes no processo erosivo são: os vórtices do tipo ferradura, os vórtices de esteira e a aceleração do escoamento devido à redução da secção, quando implantados em meio fluvial. Para o caso de pilares de grandes dimensões, para além destes, a reflexão e as correntes de difracção também contribuem para a ocorrência dos fenómenos erosivos (Burchart e Hughes, 2001).

O aparecimento dos vórtices do tipo ferradura deve-se principalmente à interferência do pilar com a camada limite do escoamento. Ao encontrar o obstáculo a camada limite cria um gradiente de pressões a barlar deste, sendo que entre os pontos de baixa pressão, junto ao leito, e os de alta pressão, junto ao topo, ocorre uma inversão do sentido do escoamento em direcção ao leito, originando uma separação a três dimensões do escoamento (Baglio *et al.*, 2000), dando origem ao vórtice do tipo ferradura, a Figura 3.3. A ocorrência de erosões a barlar do pilar deve-se fundamentalmente à acção deste vórtice, que resulta da alteração do sentido do escoamento, passando de horizontal para vertical com sentido descendente. Ao atingir o pilar cria-se um gradiente de pressões na sua face de montante que conduz a coluna de água para o fundo. Esta recirculação provoca o aparecimento do vórtice do tipo ferradura e o aumento da velocidade de escoamento junto ao fundo em torno da estrutura. Na zona de sotamar formam-se os vórtices de esteira, sendo estes dois tipos de vórtices os grandes responsáveis

pelo aumento da tensão de arrastamento no fundo e respectivo aumento da capacidade de transporte do escoamento incidente (Whitehouse, 1998).

Ao atingir o leito a turbulência gerada coloca os sedimentos em suspensão iniciando-se o processo erosivo na base do pilar. Na zona a barlar da estrutura os turbilhões de esteira aumentam a tensão de arrastamento e colocam os sedimentos em movimento, que depois são transportados pela agitação ou pelas correntes incidentes (Whitehouse, 1998).

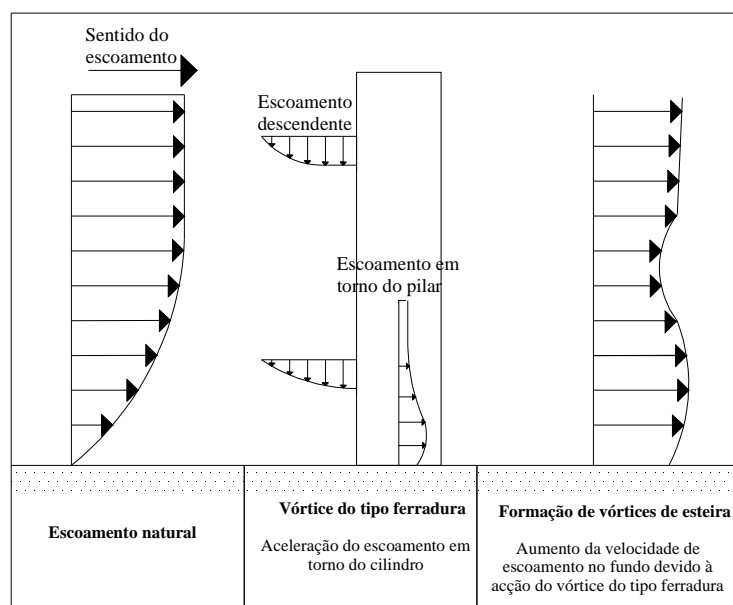


Figura 3.18 – Interação entre o escoamento e a estrutura, formação do vórtice do tipo ferradura (adaptado de Whitehouse, 1998).

Sumer e Fredsøe (1996) definiram, intervalos de KC de acordo com as tipologias dos fossos erosivos verificados nas proximidades dos pilares verticais:

- $KC > 6$, o fosso de erosão possui a forma de um cone com uma zona de deposição em seu redor, sendo que a profundidade máxima é cerca de 20% do diâmetro do pilar;
- $KC \approx 6$, a morfologia do fosso de erosão é bastante mais complexa, assumindo uma forma aproximadamente igual a uma folha, a profundidade máxima de erosão é aproximadamente 10% do diâmetro do pilar;
- $KC < 6$, apenas um pequeno fosso de erosão é formado, sendo que a contracção do escoamento deverá ser o principal responsável pelo seu aparecimento.

Quanto maior for o valor deste parâmetro, durante um maior intervalo de tempo existirão o vórtice do tipo ferradura e o vórtice de esteira e logo maior será a ordem de grandeza do fosso erosivo na base do pilar (Whitehouse, 1998).

A acção conjunta de correntes e da agitação pode conduzir a um efeito favorável para a redução das erosões, já que a influência do vórtice do tipo ferradura pode ser reduzida. Assim, se a velocidade do escoamento permanente é superior à velocidade orbital junto ao leito, o vórtice existirá, com a sua intensidade a aumentar e diminuir periodicamente segundo o movimento oscilatório a barlar do pilar. Contudo, se as velocidades orbitais de pico junto ao leito forem superiores à velocidade do

escoamento permanente o vórtice tipo ferradura poderá não existir, ou então possuir uma intensidade muito reduzida (Whitehouse, 1998).

Apesar de existirem vários estudos relativos a pilares sob a acção de ondas, correntes ou ondas e correntes, o transporte sedimentar e as perturbações do escoamento ainda estão longe de possuir uma formulação teórica correcta e mesmo os modelos numéricos não conseguem descrever totalmente o fenómeno (Burchart e Hughes, 2001). Assim, a solução utilizada é fundar os pilares em rocha, através da execução de estacas.

3.4 DISCUSSÃO

Todos os resultados apresentados resultaram de ensaios em laboratório, tanto em tanques de ondas como em canais, pelo que existem efeitos de escala que não podem ser ignorados, responsáveis pela obtenção de alguns resultados não extrapoláveis para o protótipo (Taveira-Pinto, 2007b). Uma análise detalhada a estes efeitos será efectuada no ponto 4.2.5 do presente estudo. Nesta secção serão apenas identificadas as principais aproximações utilizadas nos estudos citados.

No caso de ensaios a 2D, grande parte dos fenómenos hidrodinâmicos não é correctamente reproduzida. No entanto, dos vários estudos citados, apenas Sumer e Fredsøe (2000), em relação à ocorrência das erosões nas secções correntes das estruturas de defesa em taludes o estudo foi efectuado a duas dimensões, uma vez que o objectivo foi perceber as características do escoamento estacionário homogéneo e a sua ordem de grandeza, em frente a estas, pelo que um estudo a 3D não seria necessário. Para o caso da cabeça, é indispensável a execução de estudos 3D, devido à interacção entre o fluido e a estrutura que provoca nomeadamente a contracção do escoamento e fenómenos de difracção. Devido à reduzida dimensão dos modelos estes podem não ter sido correctamente reproduzidos.

A dimensão dos modelos pode alterar significativamente os resultados esperados, devido às condições de fronteira do canal ou do tanque utilizados. As paredes do modelo provocam reflexões do escoamento, que não ocorrem no protótipo onde não existem fronteiras físicas próximas das estruturas. Apesar de alguns trabalhos afirmarem ter sido executada uma análise de sensibilidade, necessária para a quantificação e posterior eliminação destes efeitos, a reduzida dimensão dos modelos utilizados e das alturas de onda incidente e a falta de indicação da escala geométrica utilizada não permitem concluir a veracidade destas afirmações.

Apenas nos estudos para a cabeça de estruturas em talude, Fredsøe e Sumer (1997), e para a secção corrente das estruturas, Sumer e Fredsøe (2000), foi considerada a irregularidade da agitação incidente. Nos demais estudos foi sempre considerada a agitação incidente como regular, sendo que em todos, sem excepção, foi considerado o ângulo de incidência perpendicular à estrutura. Ora, se a consideração da agitação regular pode conduzir a resultados conservativos, analisando os resultados obtidos pelos autores, a direcção de incidência da agitação é um parâmetro muito importante que provocará concertiza alterações predominantes nas características dos fenómenos erosivos, quer na localização, quer da dimensão da profundidades e desenvolvimento máximo do fossos erosivos, aumentando de sobremaneira a dificuldade de previsão destes fenómenos.

Estas alterações devem-se fundamentalmente às correntes geradas, devido à direcção oblíqua de incidência da agitação sobre a estrutura, Figura 3.19, que para além de provocarem alterações no escoamento estacionário, apresentado de forma simples nos estudos anteriores, proporcionam ao escoamento uma capacidade de transporte longitudinal não considerada. Para além disto o próprio

ângulo de incidência não se mantém constante, variando ao longo do tempo, logo a componente longitudinal do transporte pode variar igualmente em sentido ao longo do tempo.

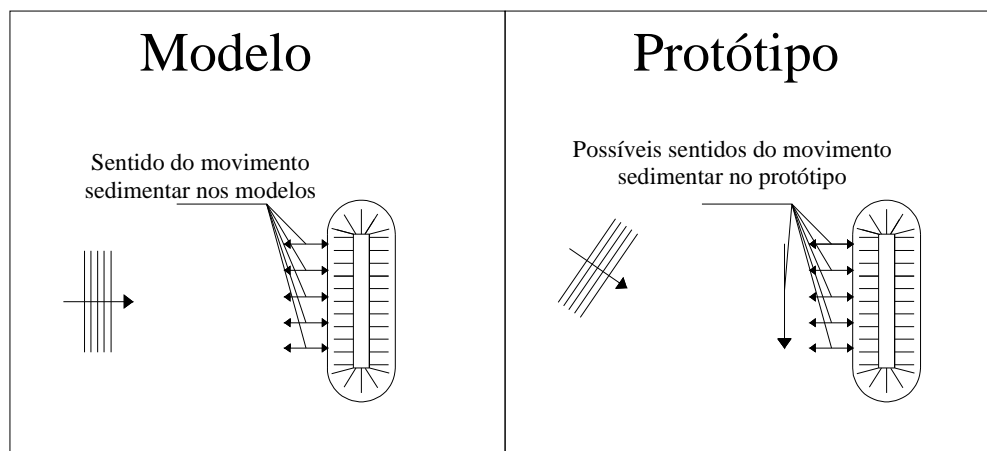


Figura 3.19 – Diferença entre o transporte sedimentar nos modelos e no protótipo.

Assim, é possível concluir que os fenómenos verificados na realidade possuem uma complexidade muito superior à ilustrada pelos estudos anteriores. Por exemplo, na secção corrente das estruturas, os fenómenos erosivos não podem ser atribuídos unicamente ao escoamento estacionário, uma vez que a ocorrência da rebentação poderá provocar erosões bastante mais pronunciadas, tanto na zona exposta como na zona abrigada. A influência da alteração de nível devido às marés não é igualmente considerada em nenhum estudo.

Ainda em relação ao transporte sedimentar, as características dos sedimentos são diferentes no modelo das verificadas no protótipo, fundamentalmente a sua dimensão média, uma vez que mantendo o peso específico dos sedimentos a redução na sua dimensão tem de ser elevada. Estas alterações modificam a forma como ocorre o transporte sedimentar, não permitindo o transporte em suspensão.

Nos ensaios realizados, apesar de terem sido utilizados sedimentos com características próximas das do protótipo, permitindo uma reprodução fiel das formas de atrito entre os grãos e as ondulações no leito, a forma como ocorre o transporte foi influenciada. Assim, o transporte de sedimentos pode ocorrer por arrastamento ou em suspensão, estando o modo de transporte dependente do parâmetro de Shields e da relação entre a velocidade de queda dos sedimentos e a velocidade orbital das partículas. Assim, apesar de nos ensaios realizados, o início do movimento estar assegurado, $\psi > \psi_{cr}$, o parâmetro de Shields não atinge a ordem de grandeza necessária para a ocorrência do transporte em suspensão. Apenas alguns sedimentos mais finos são colocados em suspensão, sendo que não se mantêm neste estado. Assim nos ensaios, o modo de transporte considerado foi apenas por arrastamento.

No protótipo é possível que uma parcela substancial do transporte ocorra em suspensão, devido à elevada turbulência verificada nas proximidades das estruturas. Assim, nos ensaios laboratoriais deste fenómeno deveria ter a mesma importância, o que não acontece. De forma a tentar rectificar este problema nas suas conclusões, Sumer *et al.* (2005) afirmam que no caso de ocorrer o transporte em suspensão as erosões poderão ser entre 20 a 50% superiores.

Outro factor importante que não é contabilizado em nenhum estudo é o défice sedimentar que actualmente afecta grande parte das zonas costeiras. Para além disto, as principais alterações morfológicas em ambiente marítimo ocorrem durante os temporais, sendo que, muitas vezes, as

erosões são de tal maneira graves que não são recuperáveis de forma natural pelo sistema. Assim, os perfis de equilíbrio apresentados nunca serão atingidos, já que poderão não existir sedimentos para proceder a recuperação dos fossos erosivos e a sua formação e desenvolvimento não obedecem a regras simplificadas como as ilustradas nos trabalhos analisados.

3.5 CASO DE ESTUDO DA COSTA PORTUGUESA

Atente-se no caso de estudo da Costa da Caparica, onde devido à vulnerabilidade do núcleo urbano em relação às acções do mar foi implantado um extenso campo de esporões, constituído por sete estruturas, com comprimentos variados, em frente ao núcleo urbano da Costa da Caparica e duas estruturas mais a Norte, na zona da Cova do Vapor, Figura A.1 em anexo. Para além destas estruturas existe uma obra longitudinal aderente ao longo de toda a extensão do núcleo urbano. De forma a controlar a evolução morfológica desta zona, acompanhar e controlar as empreitadas de reparação das estruturas e verificar o sucesso da operação de transposição de areias efectuada durante o ano transacto têm sido efectuados levantamentos topohidrográficos periódicos. A Figura A.2 ilustra o levantamento hidrográfico efectuado em Julho de 2007, para servir de base à alimentação artificial já referida, onde pode ser consultada a escala de cores utilizada. Este levantamento abrange toda a zona costeira desde o esporão EV2 até ao esporão EC4, nomeadamente as estruturas EC7 (Figura 3.20), EC6 (Figura 3.21) e EC5 (Figura 3.22), com a envolvente batimétrica caracterizada através de uma escala de cores. Analisando as figuras é possível verificar que a batimetria é aproximadamente paralela à orientação da linha de costa, como seria de esperar. No entanto, nas proximidades das estruturas as irregularidades e heterogeneidades são bastante pronunciadas, sendo que os perfis de erosão/deposição em nada se assemelham aos apresentados pelos diversos trabalhos anteriores, ilustrando as diferenças entre os modelos reduzidos e o protótipo. Apesar das estruturas se encontrarem implantadas em zonas próximas, ao longo da sua extensão é possível identificar grandes diferenças na configuração dos fundos. Não sendo viável uma extrapolação dos dados registados, não seria também possível, de forma alguma, a partir da evolução de uma das envolventes, prever a evolução das restantes.

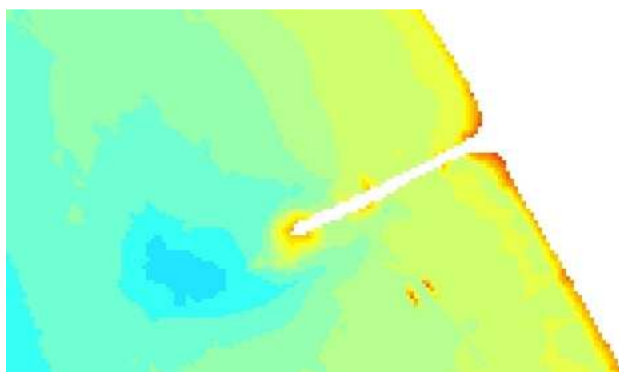


Figura 3.20 – Caracterização morfológica da zona próxima do esporão EC7 (INAG/FEUP).

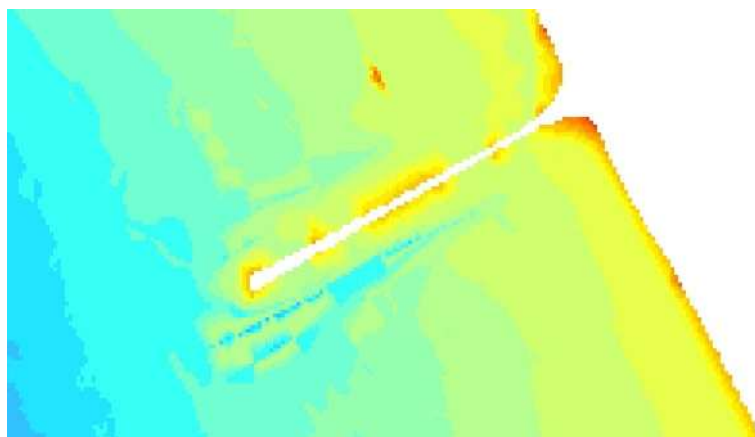


Figura 3.21 - Caracterização morfológica da zona próxima do esporão EC6 (INAG/FEUP).

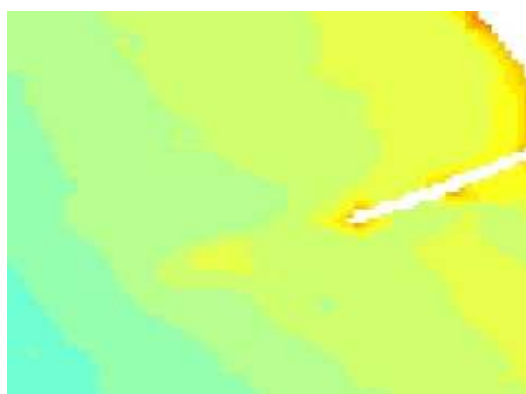


Figura 3.22 - Caracterização morfológica da zona próxima do esporão EC5 (INAG/FEUP).

Ao longo da secção corrente das estruturas existem diversas zonas cujas cotas se situam acima do Z.H. e que representam as bermas de protecção, cuja configuração se alterou ao longo do tempo, devido à ocorrência de infraescavações, que provocam o deslizamento e assentamentos dos blocos. Mais uma vez é possível verificar que a sua ocorrência está longe de ser homogénea ao longo de todo o desenvolvimento das estruturas, sendo sem dúvida as cabeças das estruturas a zona mais afectada.

Ao contrário do que seria de esperar, a estrutura EC6, cujo comprimento é superior e por isso se encontra exposta a condições mais energéticas de agitação, não apresenta no levantamento efectuado, os fossos erosivos mais profundos, sendo no entanto clara a irregularidade batimétrica ao longo do seu desenvolvimento, com o lado Sul da estrutura a apresentar zonas de erosão mais pronunciadas.

Em relação à estrutura EC7 (Figura 3.20), verifica-se, próximo da sua cabeça a presença de um fundão bastante pronunciado, com as cotas a variarem bruscamente da ordem dos +1 m (Z.H.) para valores da ordem dos -6 m (Z.H.). Esta situação merece destaque pois, se durante um temporal o fundão aumentar ou migrar rapidamente para outras zonas, caso atinja a estrutura, a cabeça poderá entrar em rotura. Nesta estrutura a dimensão do fosso erosivo é igualmente superior no seu lado Sul.

Outra diferença entre os esporões EC7 e EC6 poderá ser apontada em relação ao deslizamento dos blocos da cabeça. Em EC7 os deslizamentos ocorreram em maior escala no lado Sul ao passo que em EC6 ocorreram no lado Norte, apesar de em ambos os casos a zona mais afectada pelas erosões situar-se no lado Sul.

Já a estrutura EC5 (Figura 3.22), cujo comprimento é bastante mais reduzido, apresenta ao longo de todo o seu desenvolvimento uma configuração de fundos acima do zero hidrográfico, apresentando uma estabilidade superior às restantes duas estruturas. Esta estabilidade poderá dever-se ao seu reduzido comprimento.

Para terminar a caracterização desta zona com base no levantamento geral não é possível concluir acerca da envolvente da estrutura EC4, já que a sua posição define o final do levantamento. No entanto, um outro levantamento ilustra a presença de um marcado fosso erosivo próximo da sua cabeça, com cotas máximas da ordem dos -6 m (Z.H.), ameaçando a sua estabilidade. De notar que esta estrutura se situa a Sul da EC5, cuja situação se apresentava estável aquando do levantamento, e mais longe da possível influência da presença da embocadura do Tejo.

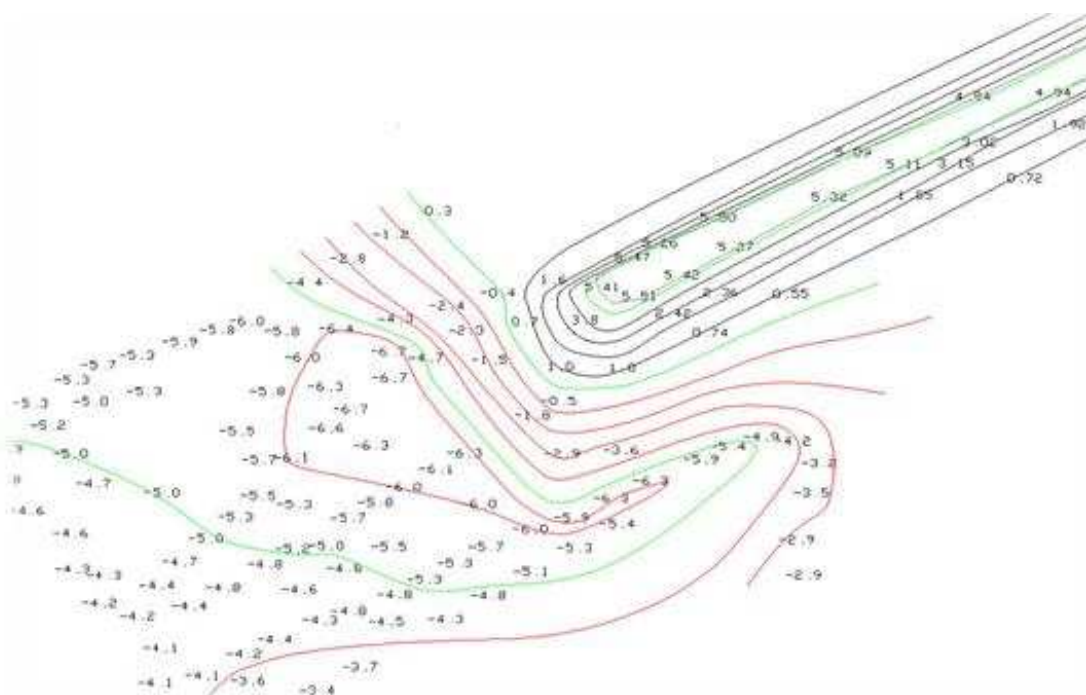


Figura 3.23 - Levantamento topohidrográfico da envolvente da cabeça da estrutura EC4, Julho de 2007 (INAG/FEUP).

Ainda neste troço costeiro, na zona mais a Norte, na Cova do Vapor, durante a execução de trabalhos de reparação da estrutura EV2, cuja localização pode ser consultada igualmente na Figura A.1, foi efectuado um levantamento prévio para servir de base aos trabalhos em Setembro de 2004, no qual o empreiteiro ilustrou a posição final da estrutura após o aumento do seu comprimento até à cota -5 m (Z.H.) (Figura 3.24), que atingia sensivelmente o perfil dos 730 m.

Os trabalhos de prolongamento da estrutura foram interrompidos entre Junho e Setembro de 2005 de forma a não intervir com a época balnear, sendo que o esporão já tinha o comprimento final pretendido, faltando apenas terminar a execução da cabeça. Quando se preparava o reinício dos trabalhos verificou-se um ligeiro abatimento da cabeça do esporão pelo que foi executado um novo levantamento hidrográfico em 25 de Outubro de 2005 (Figura 3.25), no qual se verificou a existência de um fundão no enfiamento da cabeça com profundidade máxima de -13,8 m (Z.H.), que se prolonga para Norte com fundos entre os -9 m e -11 m (Z.H.) (Figura 3.25), evidenciando uma grande evolução desde o levantamento de base efectuado para a execução do projecto (Veloso-Gomes, 2005).

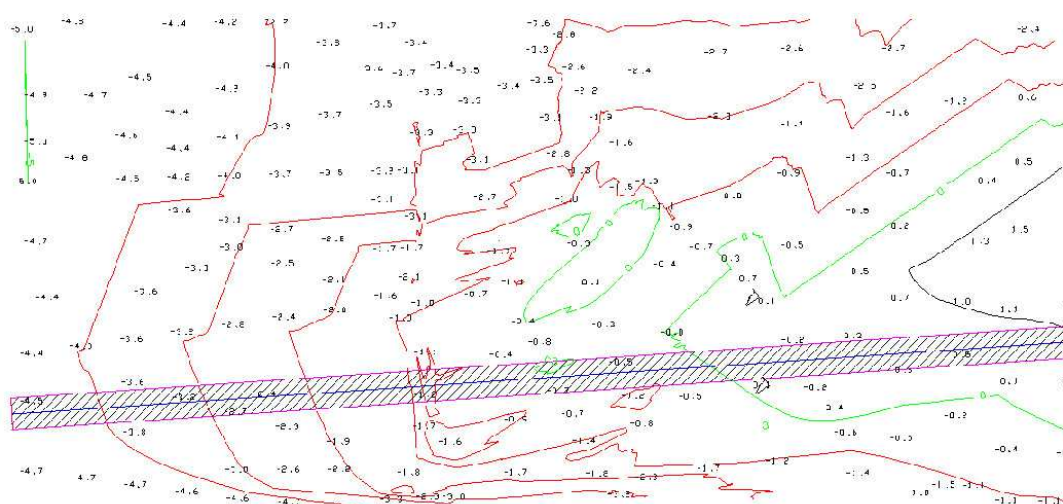


Figura 3.24 – Implantação prevista para a estrutura EV2 em função do levantamento topohidrográfico de Setembro de 2004. (INAG/FEUP).

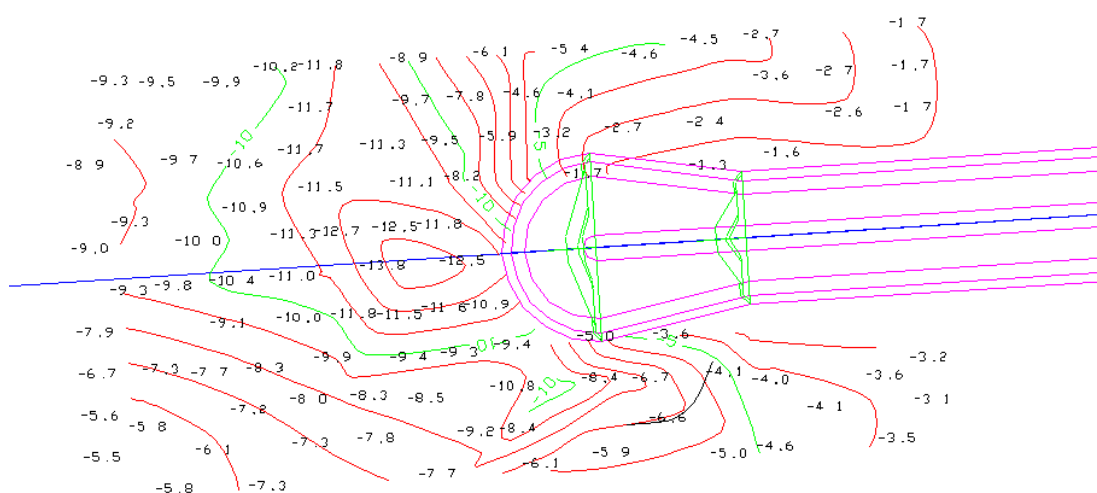


Figura 3.25 – Levantamento batimétrico da envolvente à estrutura EV2, 25 de Outubro de 2005 (INAG/FEUP).

Esta grande alteração, ocorrida num curto espaço de tempo, vem mais uma vez marcar a intensa dinâmica destes fenómenos erosivos, uma vez que estes fundões podem migrar, aproximando-se ou afastando-se do esporão ou podem atenuar-se durante períodos de acreção.

No final da empreitada foi novamente executado um levantamento (Figura 3.26), sendo que o fundão possuía agora uma profundidade inferior e encontrava-se mais afastado da cabeça da estrutura.

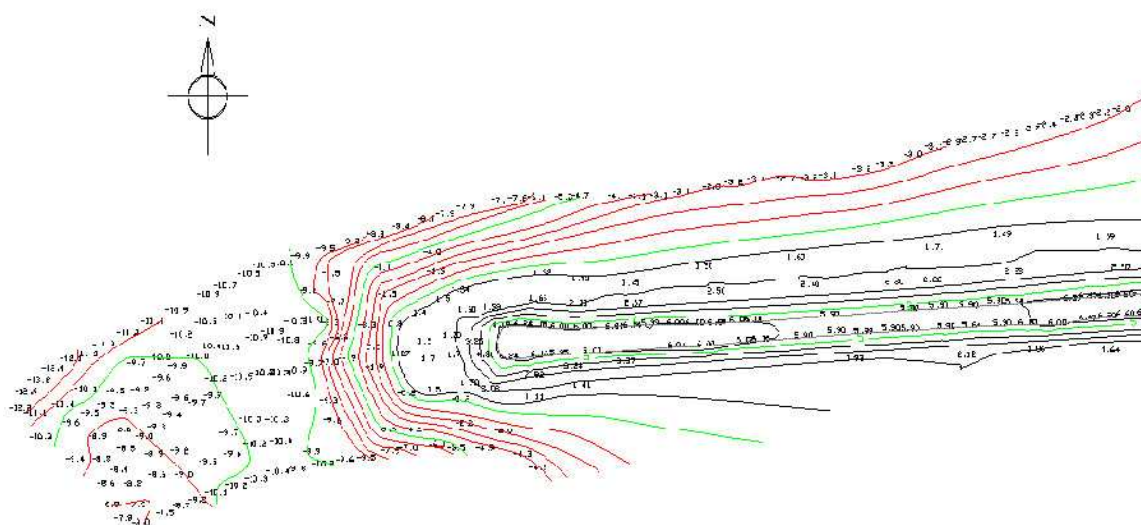


Figura 3.26 - Levantamento batimétrico da envolvente à estrutura EV2, 11 de Abril de 2006.

Com estes exemplos práticos procurou-se mostrar que são vários os factores que influenciam o aparecimento das erosões, sendo os seus mecanismos bastante mais complexos do que os referidos nos estudos anteriores, visto que a dinâmica local possui uma importância não quantificada nos estudos de laboratório. Um bom exemplo é sem dúvida o caso do esporão EV2, em que, analisando os três levantamentos conclui-se que a presença da estrutura altera de forma marcada os fenómenos erosivos e a evolução morfológica da sua envolvente, não sendo possível, à luz dos conhecimentos actuais prever de forma precisa, a evolução da envolvente. Nem mesmo a proximidade entre as estruturas EV2 e EC7, EC6 e EC5 permite uma extrapolação de resultados de umas para as outras, uma vez que a evolução é bastante distinta. Actualmente, não é de forma alguma possível perceber e quantificar a configuração dos fundos imersos de uma zona costeira e perspectivar a sua evolução apenas em função do número de KC e de resultados de ensaios laboratoriais.

3.6 MODOS DE ROTURA DAS ESTRUTURAS

As obras de defesa costeira possuem modos de rotura únicos, relativamente às restantes obras de engenharia. Esta singularidade deve-se também ao seu método de dimensionamento. As estruturas em blocos, naturais ou artificiais, como os esporões, os quebramares de taludes e as obras longitudinais aderentes em taludes possuem uma certa flexibilidade, que lhes permite sofrer alguns danos sem perder a capacidade de realizar as funções para as quais foram dimensionadas, mesmo que as solicitações consideradas durante a fase de projecto sejam excedidas. Neste caso pode afirmar-se que a estrutura sofreu uma rotura parcial, continuando a desempenhar as suas funções mas com uma estabilidade reduzida.

Segundo Burchart e Hughes. (2001) uma rotura parcial de uma estrutura significa que esta se encontra a funcionar abaixo do mínimo previsto durante o projecto. Estes autores sugerem os seguintes tipos de rotura para as estruturas de defesa:

- Rotura de projecto, que ocorre quando a estrutura como um todo, incluindo a sua fundação, não suportam as acções a que se encontram sujeitas. Este tipo de rotura ocorre igualmente quando a estrutura não se comporta como previsto durante a fase de projecto;
- Rotura devido a cargas excessivas, que ocorre quando as acções consideradas durante a fase de projecto são excedidas;
- Rotura devido à construção, que ocorre quando a rotura se deve a erros durante a fase de construção;
- Rotura por deterioração, que ocorre quando a estrutura não recebe operações de manutenção.

Durante a fase de projecto devem ser previstos todos os modos de rotura da estrutura, uma vez que estas são dimensionadas usualmente para a altura de onda significativa, H_s . Ora esta altura de onda corresponde à média do terço superior das alturas de onda dos registos disponíveis, pelo que existe uma probabilidade de ser excedida durante eventos de temporal. No entanto a referida flexibilidade da estrutura deve permitir aguentar acções superiores, desde que, atempadamente, se procedam às intervenções de manutenção necessárias. Mas se as estruturas passarem vários Invernos sem qualquer tipo de intervenção, e sendo solicitadas por alturas de onda, superiores à considerada para o seu dimensionamento poderão originar a rotura da estrutura (Burchart e Hughes, 2001).

Neste trabalho serão apenas apresentadas as diferentes formas de rotura devido a infraescavações, derivadas da ocorrência de erosões localizadas, para os vários tipos de estrutura, acompanhadas de uma explicação sucinta da forma como se processa a rotura.

1. O aparecimento do fosso erosivo provoca a rotação e assentamento da estrutura na direcção do mar. A remoção de material da frente da estrutura reduz a resistência passiva do solo e a sua capacidade de carga, o que ajuda à sua rotação e assentamento, Figura 3.27;
2. A remoção de material da frente da zona exposta reduz o impulso passivo do solo o que provoca a rotação da estrutura, Figura 3.27;

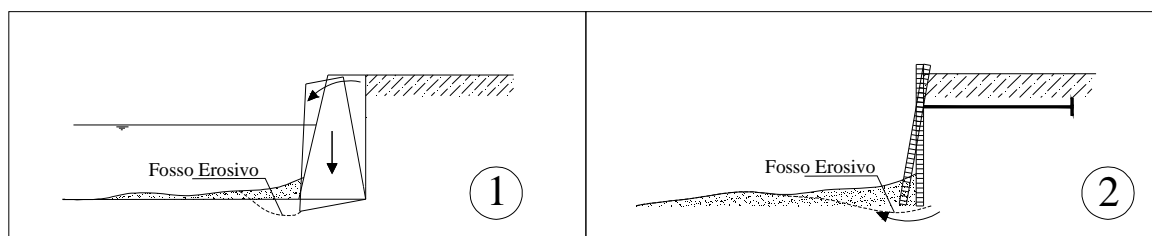


Figura 3.27 – Modos de rotura de estruturas aderentes verticais, em betão e em paredes moldadas (adaptado de Burchart e Hughes, 2001).

3. A acção da agitação provoca a erosão do enrocamento de fundação na zona exposta da estrutura fazendo a estrutura rodar e assentar, Figura 3.28;
4. O fosso erosivo na zona exposta da estrutura provoca o deslizamento dos blocos de fundação e a rotação e assentamento da estrutura, Figura 3.28;

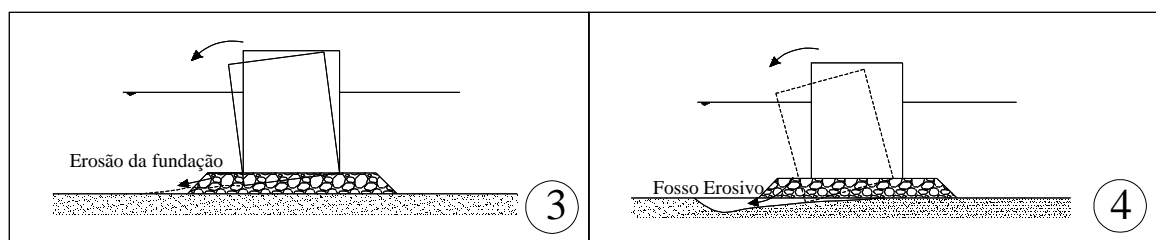


Figura 3.28 – Modos de rotura de quebramares verticais de estrutura mista (adaptado de Burchart e Hughes, 2001)

5. A zona do pé de talude da estrutura sem protecção pode ser erodida provocando o deslizamento dos blocos do manto resistente, Figura 3.29;
6. O aparecimento do fosso erosivo na base da berma de protecção provoca o deslizamento dos blocos desta, seguindo-se os blocos da risberma. A perda de suporte provoca o deslizamento dos blocos do manto resistente, Figura 3.29;



Figura 3.29 - Modos de rotura de estruturas em talude (adaptado de Burchart e Hughes, 2001).

7. O elevado nível da superfície freática no interior da estrutura durante um temporal provoca um gradiente de pressões que leva à ocorrência do “*piping*” do lado abrigado da estrutura, Figura 3.30;
8. As elevadas alturas de onda incidentes provocam gradientes de pressão que conduzem a liquefacção do leito, resultando na total perda de capacidade de carga deste, Figura 3.30

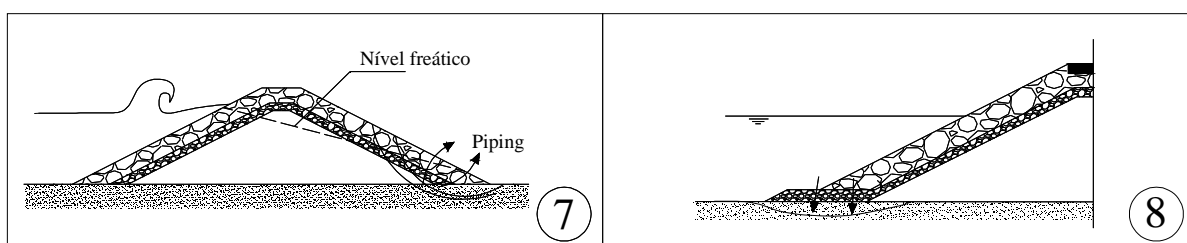


Figura 3.30 – Modos de rotura de estruturas em talude, devido a fenómenos de erosão interna (adaptado de Burchart e Hughes, 2001).

De forma resumida estas são as formas de rotura mais comuns das estruturas de defesa costeira, sendo que a sua ocorrência pode resultar da conjugação de mais do que uma das formas apresentadas anteriormente. Em relação às obras longitudinais aderentes aplica-se o critério adoptado para as restantes estruturas em talude, neste caso os esporões, com excepção do modo de rotura 7, já que as obras aderentes no seu lado de tardoiz não se encontram em contacto com a água.

4

PREVISÃO DA EROSÃO LOCALIZADA

4.1 INTRODUÇÃO

A capacidade de previsão dos fenómenos que compõem a vasta dinâmica costeira representa uma das áreas onde actualmente residem as maiores apostas da engenharia costeira. Um enorme esforço tem sido efectuado nesta área ao nível da investigação. Apenas melhorando a capacidade de previsão e a influência das características das estruturas no desenvolvimento destes fenómenos é possível otimizar o seu dimensionamento e implantação em meio marítimo. Sendo responsáveis por uma substancial quantidade de danos sofridos pelas estruturas costeiras, a capacidade de prever o aparecimento e desenvolvimento das erosões localizadas tem necessariamente de ser uma das prioridades da engenharia costeira. Assim, depois de compreendidos os mecanismos físicos responsáveis pelos efeitos erosivos é necessário procurar quantificar as suas dimensões máximas, de forma a procurar reduzir o seu efeito ou pelo menos dotar a estrutura de características que reduzam a sua ordem de grandeza.

Apesar de já existirem alguns trabalhos nesta área, que procuram definir quais as melhores metodologias a aplicar, são executados efectuando diversas simplificações, não permitindo uma reprodução fiel dos fenómenos do protótipo. Ainda que alguns resultados tenham sido encorajadores, permitindo uma grande evolução na forma como são abordadas as erosões localizadas, o problema continua longe de ser resolvido.

Os métodos de previsão baseiam-se em ensaios em modelo reduzido, que permitem a obtenção de formulações semi-empíricas ou da experiência acumulada aos longos dos anos através da monitorização das estruturas existentes e análise de dados de intervenções de sucesso passadas (Taveira-Pinto *et al.*, 2006). Actualmente, a utilização de modelos numéricos empolga a comunidade científica. No entanto, embora muitos destes modelos possuam uma componente hidrodinâmica bastante desenvolvida, a previsão do transporte sedimentar ainda se encontra numa fase inicial de desenvolvimento.

O método normalmente utilizado pelos projectistas para resolver este problema é conjugar formulações empíricas e semi-empíricas com a experiência acumulada durante a monitorização de estruturas com características análogas e implantadas sob a acção de forças hidrodinâmicas semelhantes. No entanto, a forma mais precisa de previsão será a execução de modelos físicos, procurando reproduzir da forma mais correcta possível as características da estrutura, dos sedimentos e das forças hidrodinâmicas. No entanto, é necessário ter em atenção os efeitos de escala que podem desvirtuar os resultados obtidos. Este método é utilizado normalmente quando se considera um

projecto inovador ou de grau de responsabilidade elevado, devido aos custos e à demora na obtenção de resultados.

De seguida serão apresentados os vários métodos de previsão existentes, analisando os seus pontos fortes e fracos.

4.2 MÉTODOS DE PREVISÃO

4.2.1 INTRODUÇÃO

Existem vários métodos de previsão propostos pela bibliografia consultada. Serão explicitadas as condições de obtenção de cada um e as respectivas condições de aplicabilidade, efectuando uma análise crítica.

Como foi referido anteriormente as estruturas de defesa costeira em taludes possuem alguma flexibilidade, permitindo-lhes resistir até um determinado nível de danos sem colocar em perigo as suas funções e estabilidade global. Tendo isto em conta, uma possível abordagem seria esperar que ocorressem os fenómenos e intervir de forma a minorar as suas consequências (Burchart e Hughes, 2001). No entanto, isto pode conduzir ao aparecimento de sérios estragos na estrutura ou mesmo à sua rotura total, uma vez que, devido aos normais impedimentos jurídicos, financeiros, legislativos e à impossibilidade de efectuar os trabalhos durante o Inverno, as intervenções correriam o risco de não ser efectuadas a tempo, com os seus custos a aumentarem exponencialmente (Taveira-Pinto *et al.*, 2006). Logo é necessário procurar outros métodos que permitam intervir durante a fase de projecto.

4.2.2 MONITORIZAÇÃO

O primeiro método de previsão assenta na monitorização de estruturas implantadas em zonas marítimas. Estas operações visam analisar a evolução fisiográfica envolvente e nas proximidades da estrutura, identificando as zonas de erosão e deposição e as suas variações ao longo do tempo. Devem igualmente registar as acções hidrodinâmicas permitindo um cruzamento de dados entre a evolução morfológica da zona e as acções hidrodinâmicas que solicitam a estrutura. Estas monitorizações devem ser efectuadas através de levantamentos topohidrográficos, complementados com balanços de massas sedimentares, permitindo uma correcta análise dos fenómenos em curso.

Torna-se igualmente importante a monitorização da própria estrutura, identificando os danos sofridos e as suas causas. Apenas com operações deste tipo é possível concluir se, por exemplo, um deslizamento no manto resistente de uma estrutura em taludes, se deveu à perda de resistência global do manto por deslocamento ou rotura dos seus blocos, ou ao aparecimento de um fosso erosivo. A monitorização das estruturas deve ser efectuada através de levantamentos fotográficos, aéreos e locais, permitindo uma análise a várias escalas das zonas críticas da estrutura.

Cruzando os dados obtidos na monitorização das estruturas, com as condições hidrodinâmicas verificadas e com a evolução fisiográfica, é possível retirar conclusões valiosas passíveis de serem extrapoladas para outros projectos de características idênticas, permitindo definir qual a melhor forma de tornar as estruturas mais resistentes às acções hidrodinâmicas.

No entanto uma aplicação correcta deste método é complicada, uma vez que a dimensão dos registos para permitir extrapolar conclusões deve ser o maior possível. Estas operações possuem custos elevados devido à periodicidade com que devem ser efectuadas e não produzem resultados instantâneos, pelo que não são normalmente consideradas. A periodicidade pode ser alterada em

função das condições hidrodinâmicas, com intervalos mais curtos durante os meses de Inverno, onde as condições de agitação mais energéticas provocam alterações drásticas em períodos curtos de tempo, não permitindo em muitos casos, a correcta definição da evolução fisiográfica. Uma zona que seja no levantamento identificada como de erosão poderia ter sido uma zona de deposição, mas a acção do temporal alterou as suas características, o inverso pode igualmente acontecer. Durante os meses de Verão as operações de monitorização podem ser efectuadas com intervalos de tempo maiores, não só pelas condições de agitação menos energéticas que normalmente permitem a acumulação de areias e logo representam um efeito favorável para a estabilidade, mas também porque as praias se encontram normalmente cheias de veraneantes, não devendo estas operações interferir nas suas actividades.

Finalmente, a importância deste método é transversal a todos os restantes métodos de previsão apresentados nos pontos seguintes do estudo. Em relação às formulações empíricas e semi-empíricas a sua validade para as diferentes zonas costeiras é definida normalmente pela sua capacidade de, em função das características do passado, permitirem obter resultados idênticos ou pelo menos próximos dos verificados no presente. Esta é a única forma de validar este tipo de métodos já que as condições hidrodinâmicas podem limitar a sua aplicação a zonas com condições semelhantes. Poucas zonas costeiras sofrem a acção de uma agitação tão energética como a costa Oeste portuguesa, pelo que muitos dos métodos obtidos para zonas mais “calmas”, como por exemplo as zonas mediterrânicas, não podem ser aplicados para a previsão dos fenómenos erosivos nesta zona, quanto muito, podem ser considerados para a costa algarvia. Existe ainda a influência das características locais, como por exemplo: a dimensão dos sedimentos, a batimetria da zona, o défice sedimentar e a existência de linhas de água.

Em relação aos modelos numéricos, para além de serem necessários dados relativos às condições iniciais e de fronteira do sistema, a viabilidade das suas previsões é testada igualmente em função das alterações passadas. Para a execução de modelos reduzidos os dados da monitorização servem também como condições de fronteira a introduzir no modelo, sendo a partir destas que se efectuam os ensaios. Esta operação tem o nome de calibração do modelo.

Assim, independentemente da qualidade dos demais métodos apresentados neste ponto, a validação dos seus resultados e a sua aplicação encontra-se sempre dependente das operações de monitorização, pelo que estas nunca poderão ser eliminadas muito pelo contrário, a sua importância deve ser cada vez mais valorizada. Um óptimo exemplo é o caso da Costa da Caparica onde as operações de monitorização têm sido efectuadas de forma exemplar pelo INAG, permitindo pela primeira vez uma análise profunda dos fenómenos aqui verificados. São exemplos o conhecimento dos movimentos sedimentares executados pelas areias colocadas ao longo dos últimos anos na zona emersa das praias para alimentar os reduzidos areais e procurar proporcionar alguma estabilidade a este troço costeiro, bem como a fiabilidade das alterações introduzidas nas características das estruturas para aumentar a sua resistência.

4.2.3 MÉTODOS EMPÍRICOS E SEMI-EMPÍRICOS

Consideram-se métodos empíricos expressões obtidas em função de dados obtidos no campo, ou então em ensaios laboratoriais com modelos reduzidos. Os métodos semi-empíricos são expressões suportadas por formulações teóricas e intensos trabalhos laboratoriais. De seguida apresentam-se os métodos empíricos e semi-empíricos à disposição dos projectistas de obras inseridas em meios marítimos.

Uma das primeiras expressões empíricas que reúne algum consenso foi proposta por Xie (1985), baseada em doze ensaios em modelo reduzido com solo aluvionar. Esta expressão permite prever a profundidade máxima do fosso erosivo em frente a uma estrutura vertical impermeável, sob acção da agitação regular perpendicular a estrutura e sem ocorrência de rebentação (Burchart e Hughes, 2001):

$$\frac{S_m}{H} = \frac{0,4}{[\sinh(kh)]^{1,35}} \quad (4.1)$$

$$k = \frac{2\pi}{L} \quad (4.2)$$

em que S_m representa a profundidade máxima do fosso erosivo à distância de $L/4$ do paramento da estrutura, k o número de onda incidente, H a altura de onda incidente, h a profundidade de água e L o comprimento de onda incidente.

Posteriormente, baseados no trabalho desenvolvido por Xie (1985); Hughes e Fowler (1991) propuseram uma expressão empírica para o caso de uma estrutura vertical impermeável, sob a acção de agitação irregular perpendicular à estrutura, sem ocorrência de rebentação (Burchart e Hughes, 2001):

$$\frac{S_m}{(u_{rms})_h T_p} = \frac{0,05}{[\sinh(k_p h)]^{0,35}} \quad (4.3)$$

em que $(u_{rms})_h$ representa a raiz média quadrática da componente horizontal da velocidade junto ao leito calculada, segundo a expressão (4.4) e k_p o número de onda associado ao período de pico, ou seja,

$$\frac{(u_{rms})_h}{g k_p T_p H_{m0}} = \frac{\sqrt{2}}{4 \cosh(k_p h)} \left[0,54 \cosh\left(\frac{1,5 - k_p h}{2,8}\right) \right] \quad (4.4)$$

em que T_p representa o período de pico e H_{m0} a altura de onda associada ao momento espectral de ordem zero. Este método é mais avançado que o anterior, que se baseou apenas em 12 ensaios laboratoriais, uma vez que considera a irregularidade da agitação incidente, logo um pouco mais próximo da realidade. Contudo possui igualmente várias fraquezas, desde logo não considera qualquer característica dos sedimentos, uma parcela muito importante destes processos. Ao considerar a agitação perpendicular é eliminado o transporte longitudinal, paralelo à estrutura, que pode conduzir ao aumento do fenómeno erosivo. As alterações no fundo, conjugadas com variações da profundidade devido às variações do nível de água associadas à acção das marés, podem conduzir a rebentação das

ondas, algo não previsto pelo método e que pode agravar muito os fenómenos erosivos. Para além disto os autores consideram que para a acção da agitação irregular, a ocorrência dos fenómenos erosivos é inferior, o que poderá em protótipo não ser verdade.

Para o mesmo tipo de estrutura, mas no caso de ocorrer a rebentação das ondas existem duas expressões empíricas recomendadas para obter uma ideia da ordem de grandeza do fosso erosivo (Burchart e Hughes, 2001):

$$S_m = H_{m\acute{a}x} \quad (4.5)$$

ou

$$S_m = h \quad (4.6)$$

No entanto, estas expressões possuem uma precisão muito reduzida, não sendo actualmente consideradas em nenhuma das fases do projecto de estruturas de defesa costeira, nem mesmo durante a fase de estudo prévio.

Fowler e Hughes (1992) prosseguindo a mesma linha de investigação procuraram chegar a uma expressão que permitisse prever as características do fosso erosivo em frente a uma estrutura vertical, mas desta vez sob a acção de agitação irregular com a ocorrência da rebentação. Através de diversos ensaios em fundos móveis e relacionando os seus resultados com os obtidos por outros investigadores (Herbich e Ko, 1968; Song e Schiller, 1973; Powell, 1987), os autores propuseram a seguinte expressão empírica (Burchart e Hughes, 2001):

$$\frac{S_m}{(H_{m0})_0} = \sqrt{22,72 \frac{h}{(L_p)_0} + 0,25} \quad (4.7)$$

com

$$(L_p)_0 = \frac{T_p^2 g}{2\pi} \quad (4.8)$$

em que $(L_p)_0$ representa o comprimento de onda ao largo, associado ao período de pico. No entanto esta formulação possui um limite de aplicação restrito, igual a,

$$0,011 < \frac{h}{(L_p)_0} < 0,045 \quad (4.9)$$

$$0,011 < \frac{H_{m0}}{(L_p)_0} < 0,045 \quad (4.10)$$

Fora destes intervalos de declividade ao largo e da relação entre a altura de onda associada ao momento de ordem zero ao largo e o comprimento de onda ao largo não é possível utilizar esta expressão. Mais uma vez a equação de Fowler não inclui qualquer referência às características dos sedimentos. Apesar do transporte devido à rebentação não ser muito dependente do parâmetro de Shields, devido aos elevados índices de turbulência, as dimensões das partículas influenciam o transporte ocorrido. Mais uma vez não foram consideradas correntes longitudinais (Burchart e Hughes, 2001).

Sumer e Fredsøe (1997) propuseram uma expressão para a previsão da erosão para a cabeça de estruturas verticais e impermeáveis. Depois de determinada a importância do número de KC neste processo, os autores propuseram a seguinte expressão para a previsão da profundidade máxima do fosso erosivo, considerando a acção da agitação regular, incidindo perpendicularmente à estrutura:

$$\frac{S_m}{B} = 0,5C_u[1 - \exp(-0,175(KC - 1))] \quad (4.11)$$

em que C_u representa um parâmetro adimensional de valor médio igual à unidade com um desvio padrão de 0,6 e B a dimensão característica da cabeça da estrutura. Continuando a sua investigação, mas para estruturas com a cabeça quadrada, a expressão proposta foi a seguinte:

$$\frac{S_m}{B} = -0,09 + 0,123KC \quad (4.12)$$

Todos os ensaios foram executados com fundos móveis, de forma a reduzir os efeitos de escala, e o parâmetro de Shields foi mantido sempre acima do seu valor crítico, assegurando o movimento sedimentar. Os autores não testaram a influência do ângulo de incidência da agitação, nem da presença de correntes, mas salvaguardaram que a sua presença poderá agravar os processos erosivos.

A maior parte das estruturas de defesa costeira são executadas em taludes. No entanto a interacção destas estruturas com as forças hidrodinâmicas é mais complexa, principalmente com paramentos rugosos, pelo que os estudos para este tipo de estrutura são mais recentes. Uma regra empírica simples que pode ser utilizada é a seguinte, proposta por Burchart *et al.* (2001):

$$S_m < H_{m\acute{a}x} \quad (4.13)$$

Ou seja, a profundidade máxima do fosso erosivo na base do talude de uma estrutura é sempre inferior à altura de onda máxima incidente (Burchart e Hughes, 2001). No entanto se analisarmos o exemplo da costa portuguesa onde existem registos comuns de alturas de onda máximas da ordem dos 10 m, este método não deverá ser utilizado. Uma vez que o intervalo de valores é de tal forma grande que não permite qualquer tipo de intervenção e possui uma precisão muito reduzida.

Fredsøe e Sumer (1997) propuseram uma nova expressão empírica de previsão das erosões localizadas para a cabeça de estruturas em taludes, de paramento impermeável e com a cabeça alinhada

perpendicularmente à agitação irregular incidente. Foram apresentadas duas expressões, uma para cada um dos mecanismos erosivos identificados, o escoamento estacionário homogéneo, expressão (4.14), e a rebentação mergulhante das ondas na zona abrigada da estrutura, expressão (4.15):

$$\frac{S_m}{B} = 0,04C_1[1 - \exp(-4(KC_{SF} - 0.05))] \quad (4.14)$$

$$\frac{S_m}{H_s} = 0,01C_2 \left(\frac{T_p(gH_s)^{1/2}}{h} \right)^{3/2} \quad (4.15)$$

em que KC_{SF} representa o número de Keulegan Carpenter para a agitação irregular, dado pela expressão (4.16), C_1 uma constante adimensional de valor médio próximo da unidade e com desvio padrão de 0,2 e C_2 uma constante de valor médio aproximadamente igual à unidade com um desvio padrão de 0,34 e $[T_p(gH_s)^{1/2}]/h$ o parâmetro de controlo da rebentação, em que H_s representa a altura de onda significativa. Estas equações foram desenvolvidas para cabeças impermeáveis e lisas, pelo que no protótipo a permeabilidade e rugosidade da estrutura deverão contribuir para a redução das dimensões do fosso erosivo, devido ao seu efeito na dissipação da energia da agitação incidente. Assim, estas expressões representam aproximações conservativas (Fredsoe e Sumer, 1997).

$$KC_{SF} = \frac{U_{rms}T_p}{B} \quad (4.16)$$

em que U_{rms} representa a raiz média quadrática das velocidades orbitais junto ao leito.

Tendo em conta a falta de métodos de previsão para a secção corrente de estruturas em talude, Sumer e Fredsoe (2000), através de ensaios em canal, 2D, chegaram à seguinte expressão empírica para a previsão da profundidade máxima do fosso erosivo na zona exposta da estrutura sob acção de agitação regular incidindo perpendicularmente sobre a estrutura:

$$\frac{S_m}{H} = \frac{f(\beta)}{\left(\sinh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \right)^{1,35}} \quad (4.17)$$

$$f(\beta) = 0,3 - 1,77 \exp\left(-\frac{\beta}{15}\right) \quad (4.18)$$

em que β representa o ângulo do talude da estrutura considerada, com um valor mínimo igual a 30°. Apesar de terem efectuado testes considerando a irregularidade da agitação incidente, as profundidades de erosão obtidas foram inferiores, pelo que a estimativa anterior se encontra do lado da segurança. Apresentaram igualmente uma expressão para estimar a profundidade do fosso erosivo em frente a uma estrutura vertical, igual a:

$$\frac{S_m}{H} = \frac{0,35}{\left(\sinh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \right)^{1,35}} \quad (4.19)$$

Esta última expressão aproxima-se da expressão (4.1) deduzida por Xie (1981) para uma estrutura vertical.

Apesar de resultar um número bastante inferior de ensaios laboratoriais, a expressão de Xie aproxima-se dos valores obtidos por Sumer e Fredsøe (2000), situando-se do lado da segurança.

Posteriormente, Sumer *et al.* (2005) estudaram, simultaneamente, o fenómeno erosivo para a secção corrente e a cabeça redonda de um quebramar submerso, sob a acção de agitação regular e irregular, incidindo perpendicularmente sobre a estrutura, os testes foram efectuados para diferentes valores da submergência e diferentes inclinações do paramento, Quadro 4.1. Os resultados obtidos foram ainda comparados com os de Sumer e Fredsøe (1997 e 2000), Lillycrop e Hughes (1993) (dados recolhidos em campo) e com um estudo anterior sobre estruturas submersas efectuado por Dixen (2003).

Quadro 4.1 – Características das estruturas ensaiadas (adaptado de Sumer *et al.*, 2005)

Ensaio	Material da Estrutura	Inclinação do talude	Submergência	F/H
1	Enrocamento	1:1,5	-7,5 cm	-2
2	Impermeável	1:1,5	-7,5 cm	-2
3	Enrocamento	1:1,5	-25 cm	-1,1

Todos os resultados, obtidos nestes ensaios e em outros estudos foram agrupados em vários gráficos, segundo a zona afectada, zona exposta (Figura 4.1) ou zona abrigada (Figura 4.2). Para a zona exposta os valores dependem do número de KC e da relação entre a submergência da estrutura e a altura de onda incidente. Para a zona abrigada as características do fosso erosivo dependem do parâmetro de controlo da rebentação e relação entre a submergência e a altura de onda incidente, Figura 4.2.

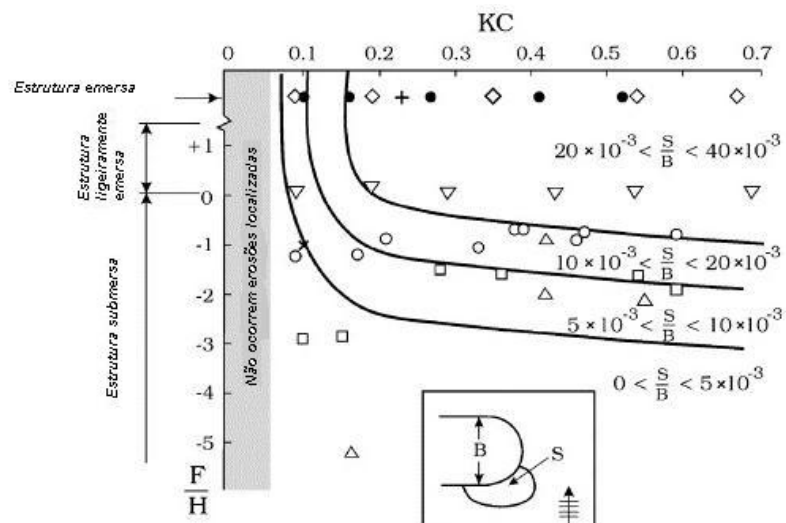


Figura 4.1 – Profundidade máxima do fosso erosivo na zona exposta das estruturas em função de KC e F/H . (Linhas a cheio (Sumer e Fredsøe, 2000); • Fredsøe e Sumer (1997) (agitação irregular); ○ ISVA, Dixem (2003); + Lillycrop e Hughes (1993) (dados de campo); x ISVA (agitação irregular) Dixen (2003); ◇ ensaio 1 (quadro 4.1); □ ensaio 2 (quadro 4.1); △ ensaio 3 (quadro 4.1)) (adaptado de Sumer *et al.*, 2005).

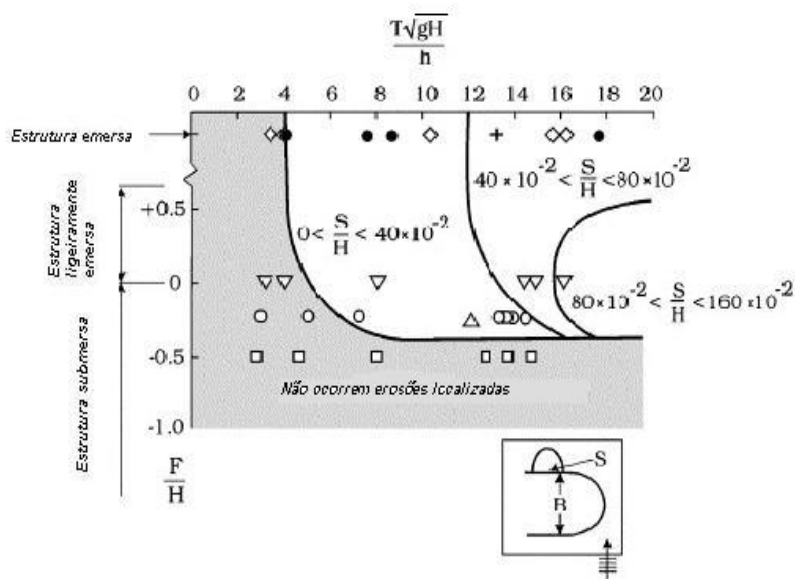


Figura 4.2 – Profundidade máxima do fosso erosivo na zona abrigada das estruturas submersas em função do parâmetro de rebentação e de F/H , devido à rebentação. Os símbolos são os mesmos da Figura 4.1 (adaptado de Sumer *et al.*, 2005).

Finalmente os autores ilustraram igualmente a extensão em planta do fosso erosivo, uma grandeza útil para a definição da proteção a utilizar como se prova no ponto seguinte do trabalho. Assim os resultados foram mais uma vez ilustrados para a zona abrigada, Figura 4.3, e para a zona exposta, Figura 4.4:

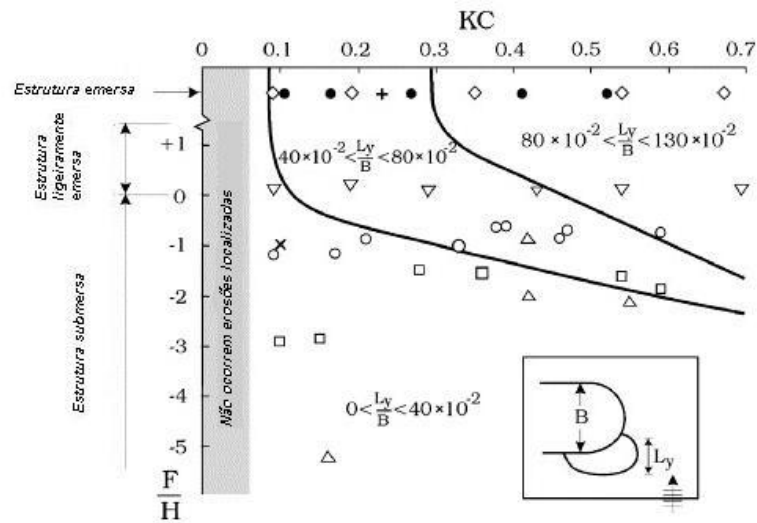


Figura 4.3 - Extensão do fosso erosivo na zona exposta das estruturas em função de KC e F/H. Os símbolos são os mesmos da Figura 4.1. (adaptado de Sumer *et al.*, 2005).

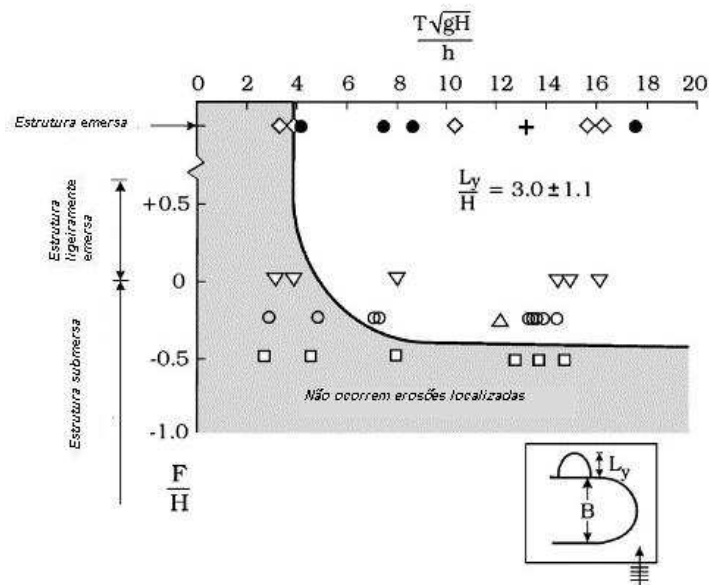


Figura 4.4 – Extensão do fosso erosivo na zona abrigada das estruturas submersas em função do parâmetro de rebentação e de F/H, devido à rebentação. Os símbolos são os mesmos da Figura 4.1 (adaptado de Sumer *et al.*, 2005).

Este método mostra a complexidade do fenómeno das erosões localizadas, face à dispersão entre os resultados dos diversos ensaios. Em protótipo, as alterações nos rumos da agitação, da profundidade em frente à estrutura, a existência de correntes e mesmo alterações nas características das estruturas devido à degradação associada à acção da agitação impedem estes métodos de obterem resultados com o grau de precisão necessário.

No entanto estes métodos dão pelo menos uma ideia da ordem de grandeza do fosso erosivo, não podendo ser encarados como certezas sem uma análise cuidada de todo o processo.

4.2.4 MÉTODOS NUMÉRICOS

Este tipo de métodos representa actualmente uma forte ferramenta para a previsão da evolução das zonas costeiras. No entanto, o desenvolvimento destes modelos ainda é apenas satisfatório na previsão das acções hidrodinâmicas, da agitação, das correntes e das marés, e do respectivo efeito da sua acção conjunta. Estas acções apresentam uma complexidade elevada, pelo que se ainda adicionarmos o transporte sedimentar, que controla a evolução morfológica das zonas costeiras, o problema torna-se ainda mais complexo, aumentando a dificuldade em executar as previsões. Em particular, no caso das erosões localizadas onde a presença e as características das estruturas são uma parte fundamental de todo o processo. Este tipo de modelos deve ser programado para estudar o transporte sedimentar próximo da costa, a interacção entre o fluido e a estrutura e as respectivas alterações introduzidas no transporte, considerando tanto o transporte junto ao leito como o transporte em suspensão (Jyoth *et al.*, 2002).

No entanto antes de ser utilizado um modelo numérico para executar previsões da evolução futura é necessário verificar a sua validade, isto é, verificar se pode ser aplicado à zona em estudo, de forma a verificar se os seus resultados reproduzem de facto os fenómenos naturais com precisão. Por questões económicas, a programação do modelo é mantida em segredo, pelo que é necessário verificar a sua aplicabilidade à zona em estudo. De facto esta deverá ser sempre a primeira aplicação efectuada, já que se a evolução passada não for reproduzida com sucesso, o modelo não poderá ser aplicado como ferramenta de previsão, apesar da dificuldade em reproduzir situações do passado devido à falta de dados. Esta fase inicial consiste na calibração da ferramenta numérica, sendo necessário possuir registos da evolução passada da zona em estudo, para que singularidades locais, como por exemplo a existência de linhas de água, irregularidades na batimetria ou mesmo as características da agitação, não inviabilizem os resultados obtidos pelo modelo. Devido à grande capacidade de processamento dos computadores actuais é possível introduzir cada vez mais variáveis nesse cálculo, procurando uma reprodução fiel dos fenómenos hidrodinâmicos.

Genericamente a aplicação de uma ferramenta numérica engloba cinco fases principais, apresentadas no seguinte fluxograma:

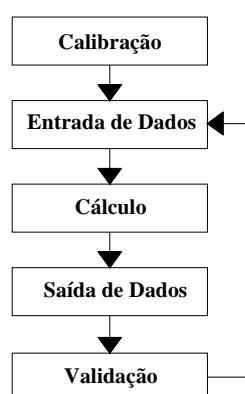


Figura 4.5 – Fases principais para a aplicação de um modelo numérico de previsão.

Antes de aplicar o modelo é necessário introduzir as condições iniciais, ou dados de entrada, a partir das quais será executada a previsão, e que funcionam como condições de fronteira para o modelo utilizado. Os dados introduzidos devem ser: as características da agitação incidente ao largo, batimetria e topografia da zona, marés e correntes, caso existam. A qualidade dos dados iniciais influencia directamente os resultados finais, pelo que esta fase deverá ser efectuada com cuidado e da forma mais completa possível. De seguida, o modelo efectua a sua previsão, ou cálculo, sendo o resultado final a configuração prevista para a zona em estudo, ou saída de resultados.

Finalmente a última fase da aplicação de um método numérico é a validação dos resultados, provavelmente a fase mais importante de todo o processo. Depois de executado o modelo é necessário verificar se os resultados são de facto possíveis, não podendo ser considerados verdadeiros sem essa confirmação, independentemente da qualidade do modelo. Normalmente baseia-se na experiência da equipa projectista encarregue da execução, ficando a seu cargo a palavra final relativamente ao resultado, validando ou rejeitando os resultados obtidos.

Um modelo de grande qualidade, com provas dadas, pode, devido a um erro humano, por exemplo na definição das condições iniciais, conduzir a resultados errados, o que não coloca em causa a sua qualidade, simplesmente a aplicação não foi correcta (Veloso-Gomes, 2007). Assim, independentemente da qualidade da ferramenta de previsão a intervenção humana continua a ser um elemento chave de todo o processo. No entanto este tipo de modelos ainda se encontra em fase de desenvolvimento, sendo que actualmente apenas as condições hidrodinâmicas são reproduzidas com a precisão pretendida. O transporte sedimentar e a influência da estrutura introduzem no problema uma complexidade que ainda não é dominada à luz do conhecimento actual. No entanto, as perspectivas são animadoras, já que a evolução nos últimos anos destes métodos de previsão tem sido muito importante.

4.2.5 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

A principal acção hidrodinâmica, a agitação, na realidade, deve ser interpretada como uma distribuição estocástica, isto é uma série de eventos aleatórios, com diferentes alturas de onda (Veloso-Gomes e Taveira-Pinto, 2007).

Ora, se a definição da principal solicitação hidrodinâmica normalmente considerada, ou seja, a altura de onda significativa, é em função de alguns parâmetros estatísticos é natural que a previsão das características das erosões localizadas seja executada da mesma forma, aproximando os resultados da realidade. Assim, Myrhaug *et al.* (2004) procuraram definir uma metodologia que permita calcular a profundidade do fosso erosivo para a cabeça das estruturas utilizando um método estocástico, método que pode ser extrapolado para a secção corrente das estruturas, uma vez que a cabeça é a zona mais afectada por estes fenómenos. As expressões utilizadas neste método são exactamente as mesmas que foram deduzidas por Sumer e Fredsøe (1997) expressão (4.11) e Fredsøe e Sumer (1997) expressão (4.14), assumindo que, apesar de deduzidas para agitação regular podem ser utilizadas para agitação irregular, uma vez que os autores concluem que a acção da agitação regular é mais perniciosa. Apenas foi considerado o efeito das erosões localizadas na zona exposta das estruturas, provocadas pelo escoamento estacionário homogéneo, uma vez que são consideradas superiores e logo do lado da segurança. Na definição das fórmulas empíricas (4.11) e (4.14) os autores procuraram definir quais os parâmetros da agitação que melhor se ajustavam aos valores registados, concluindo que KC deveria ser definido para o valor da velocidade orbital máxima e para o período de pico.

Assim, definindo as variáveis aleatórias altura de onda, velocidade orbital e período de onda de uma forma estocástica, a aproximação da profundidade do fosso erosivo será mais próxima da realidade, pelo menos em termos da definição da solicitação (Myrhaug *et al.*, 2004). Este método probabilístico baseia-se nas seguintes aproximações fundamentais:

1. O estado de agitação é considerado estacionário, isto é, os parâmetros estatísticos não variam com o tempo, e a elevação da superfície livre segue uma distribuição normal de Gauss de banda estreita;
2. Cada onda é tratada de forma singular, não considerando os efeitos da anterior.

A primeira aproximação é normal em estudos de agitação irregular. Em relação à segunda a sua validade deve ser verificada com mais dados de campo e de ensaios laboratoriais. As mesmas aproximações são consideradas na definição da tensão de arrastamento (Myrhaug e Rue, 2003).

Assim, considerando que para um determinado estado de agitação são as maiores alturas de onda as principais responsáveis pelos fenómenos erosivos e admitindo que o estado de agitação actua durante um intervalo de tempo suficientemente grande para que se atinja o estado de equilíbrio caracterizados pela profundidade de erosão, y , as maiores ondas são representadas pela variável aleatória x com probabilidade de excedência $1/n$, $x_{1/n}$, em que x pode representar A , a amplitude do movimento orbital junto ao leito, U_w , a velocidade orbital junto ao leito, ou H , a altura de onda incidente. Assim o valor médio esperado da profundidade do fosso erosivo, em resposta à acção das n maiores ondas é dado por (Myrhaug *et al.*, 2004):

$$E[y(x)|x > x_{1/n}] = n \int_{x_{1/n}}^{\infty} y(x) p(x) dx \quad (4.20)$$

em que $p(x)$ representa a função densidade de probabilidade da variável aleatória x . Este método baseia-se nas duas aproximações referidas anteriormente.

Em relação à amplitude do movimento orbital junto ao leito, a sua definição resulta da consideração da teoria linear de ondas, seguindo a hipótese simplificativa de que a amplitude de onda é pequena em relação ao comprimento de onda. Considerando a teoria linear e as trajectórias das partículas elípticas, o seu movimento pode ser descrito segundo a seguinte equação:

$$\frac{x^2}{A^2} + \frac{z^2}{Z^2} = 1 \quad (4.21)$$

em que x representa a coordenada horizontal e z a coordenada vertical da posição da partícula. A e Z podem ser calculadas através das seguintes expressões:

$$A = \frac{H \cosh(k(z+h))}{2 \sinh(kh)} \quad (4.22)$$

$$Z = \frac{H \sinh(k + (z + h))}{2 \sinh(kh)} \quad (4.23)$$

em que A representa a amplitude do movimento orbital horizontal e Z a amplitude do movimento orbital vertical (Veloso-Gomes, 1989). Uma vez que o estudo das erosões localizadas depende dos movimentos orbitais junto ao leito, $z=-h$, o que conduz a um valor nulo para a posição vertical e à seguinte relação entre a órbita horizontal e a altura de onda incidente:

$$A = \frac{H}{2 \sinh(kh)} \quad (4.24)$$

Esta é a definição de amplitude do movimento orbital instantâneo considerada por Myrhaug *et al.* (2004) no seu método de previsão, que pode igualmente ser definida da seguinte forma:

$$A = \frac{U_w}{\omega} \quad (4.25)$$

em que ω representa a frequência de onda:

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (4.26)$$

Assim, partindo das suposições referidas anteriormente, da amplitude do movimento orbital e da velocidade orbital junto ao leito em função do tempo, $a(t)$ e $u(t)$, respectivamente, são ambas estacionárias e podem ser definidas igualmente através de distribuições de Gauss de banda estreita, com densidades espectrais $S_{aa}(\omega)$ e $S_{uu}(\omega)$, respectivamente iguais a:

$$S_{aa} = \frac{S_{\xi\xi}(\omega)}{\sinh^2(kh)} \quad (4.27)$$

$$S_{uu} = \omega^2 S_{aa}(\omega) = \frac{\omega S_{\xi\xi}(\omega)}{\sinh^2(kh)} \quad (4.28)$$

em que $S_{\zeta\zeta}$ representa a densidade espectral da elevação da superfície livre. Considerando que as variáveis U_w , A e H podem ser determinadas através de uma distribuição de Rayleigh, com probabilidade do valor não ser excedido igual a:

$$P(\hat{x}) = 1 - \exp(-\hat{x}^2); \hat{x} = x/x_{rms} \geq 0 \quad (4.29)$$

em que \hat{x} representa \hat{A} , \hat{U} ou \hat{H} , x_{rms} , representa A_{rms} , U_{rms} ou H_{rms} e $P(\hat{x})$ representa a probabilidade de o valor considerado não ser excedido. Assim, se \hat{x} segue uma distribuição de Rayleigh e se encontra definido no intervalo finito $x_1 < x < x_2$, então x segue a seguinte distribuição de Rayleigh condicionada:

$$P(\hat{x}) = \frac{\exp(-\hat{x}_1^2) - \exp(-\hat{x}_2^2)}{\exp(-\hat{x}_1^2) - \exp(-\hat{x}_2^2)}; \hat{x}_1 \leq x \leq \hat{x}_2 \quad (4.30)$$

Por sua vez, considerando a análise espectral para definir o estado de agitação as variáveis A_{rms} , U_{rms} ou H_{rms} relacionam-se com os momentos espectrais de ordem zero, m_{0aa} , m_{0uu} e $m_{0\zeta\zeta}$, respectivamente da amplitude, velocidade orbital junto ao leito e elevação da superfície livre, com as respectivas variâncias σ_{aa}^2 , σ_{uu}^2 e $\sigma_{\zeta\zeta}^2$, obtidas da seguinte forma:

$$A_{rms}^2 = 2m_{0aa} = 2\sigma_{aa}^2 = 2 \int_0^\infty S_{aa}(\omega) d\omega \quad (4.31)$$

$$U_{rms}^2 = 2m_{0uu} = 2\sigma_{uu}^2 = 2 \int_0^\infty S_{uu}(\omega) d\omega \quad (4.32)$$

$$H_{rms}^2 = 8m_{0\zeta\zeta} = 8\sigma_{\zeta\zeta}^2 = 8 \int_0^\infty S_{\zeta\zeta}(\omega) d\omega \quad (4.33)$$

Por sua vez, a frequência de onda pode ser considerada como a frequência média dos zeros ascendentes para a amplitude orbital junto ao leito, ω_z . Esta grandeza pode ser igualmente obtida, pelos momentos espectrais de $a(t)$ através da seguinte relação:

$$\omega = \omega_z = \left(\frac{m_{2aa}}{m_{0aa}} \right)^{1/2} = \left(\frac{m_{0uu}}{m_{0aa}} \right)^{1/2} = \frac{U_{rms}}{A_{rms}} \quad (4.34)$$

A frequência dos zeros ascendentes é normalmente inferior à frequência de onda devido à não consideração de algumas frequências elevadas. No entanto para uma distribuição de banda estreita as duas frequências podem ser consideradas idênticas.

O valor adimensional da amplitude orbital junto ao leito pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$\hat{A} = \frac{A}{A_{rms}} \quad (4.35)$$

E o valor da raiz média quadrática do número de Keulegan-Carpenter através da relação:

$$KC_{rms} = \frac{U_{rms}T_z}{B} = \frac{2\pi A_{rms}}{B} \quad (4.36)$$

É necessário ter em conta que o valor de KC_{rms} pode apenas ser definido para os valores de A_{rms} , U_{rms} e T_z . Finalmente, os valores médios esperados para a profundidade do fosso erosivo causado pela acção das $1/n$ maiores ondas pode ser determinada da seguinte forma:

$$E[y(\hat{A})|\hat{A} > \hat{A}_{1/n}] = n \int_{\hat{A}}^{\infty} y(\hat{A}) p(\hat{A}) d\hat{A} \quad (4.37)$$

Para o caso da cabeça de uma estrutura em taludes, a equação deduzida por Fredsøe e Sumer (1997) apesar de deduzida para a acção da agitação irregular deve igualmente sofrer algumas alterações.

Para o cálculo da profundidade máxima de erosão, para a zona cabeça de uma estrutura vertical os autores recorrem à fórmula deduzida por Sumer e Fredsøe (1997), expressão (4.11), considerando que se mantém válida para o caso da agitação incidente ser irregular:

$$y \equiv \frac{S_m}{B} = 0,5C_u[1 - \exp(0,175(KC_{SF} - 1))] \quad (4.38)$$

Fredsøe e Sumer (1997) concluíram que as grandezas que melhor definiam a acção da agitação irregular sobre a estrutura em taludes, eram a raiz média quadrática da velocidade orbital junto ao leito e o período de pico. No entanto no método estocástico, considera-se que o período considerado deve ser o período médio entre zeros ascendentes, T_z , que se pode relacionar com o período de pico através da seguinte relação:

$$\frac{T_p}{T_z} \approx 1,5 \quad (4.39)$$

Esta relação foi definida segundo Myrhaug *et al.* (2004) por Sumer e Fredsøe (1997), para as mesmas características da agitação irregular pelo que a relação se mantém. Em função desta relação substituindo na equação (4.16), obtém-se:

$$KC_{SF} = 1,5KC_{rms} \quad (4.40)$$

Logo, considerando as equações (4.40), (4.35) e (4.36), a expressão (4.11) pode ser definida da seguinte forma:

$$y \equiv \frac{S_m}{B} = 0,04\{1 - \exp[-6(KC_{rms} - 0,033)]\} \quad (4.41)$$

para $KC_{rms} \geq 0,033$

Por sua vez, substituindo o valor de KC_{SF} por KC_{rms} na equação (4.38) obtém-se a seguinte expressão para o cálculo da profundidade do fosso erosivo na cabeça de estruturas verticais:

$$\frac{S_m}{B} = 0,5\{1 - \exp[-0,263(KC_{rms} - 0,67)]\} \quad (4.42)$$

para $KC_{rms} \geq 0,67$

Finalmente, para a abordagem estocástica, considerando as expressões (4.35), (4.36), (4.41) e (4.42), que possuem uma formulação idêntica, variando apenas os valores dos respectivos coeficientes, podem ser apresentadas da seguinte forma:

$$\frac{S_m}{CB} = 1 - \exp[-q(KC_{rms}\hat{A} - r)], C = (0,5C_1, 0,04C_2) \quad (4.43)$$

para $\hat{A} \geq \hat{A}_1 = \frac{r}{KC_{rms}}$

Em relação ao parâmetro de Shields, a análise probabilística prevê a sua definição da seguinte forma. Segundo Myrhaug e Rue (2005) a tensão máxima de arrastamento para ondas aleatórias e individuais segue uma distribuição de Weibull:

$$P(\hat{\tau}) = 1 - \exp(-\hat{\tau}^\beta); \hat{\tau} \geq 0, \beta = 1,35 \quad (4.44)$$

$$\hat{\tau} = \frac{\tau}{\tau_{rms}} \quad (4.45)$$

A tensão de arrastamento adimensional, é definida por:

$$\frac{\hat{\tau}_{rms}}{\rho} = \frac{1}{2} 1,39 \left(\frac{A_{rms}}{z_0} \right)^{-0,53} U_{rms}^2 \quad (4.46)$$

em que z_0 representa a rugosidade do leito. Considerando agora o parâmetro de Shields adimensional é igual a:

$$\hat{\Psi} = \frac{\Psi}{\Psi_{rms}} \quad (4.47)$$

em que Ψ_{rms} , representa a raiz média quadrática do parâmetro de Shields, que é identicamente igual a:

$$\Psi_{rms} = \frac{\tau_{rms}/\rho}{g(s-1)d_{50}} \quad (4.48)$$

Finalmente, em função desta expressão, conclui-se que o parâmetro de Shields segue a mesma distribuição que as tensões máximas de arrastamento, logo:

$$P(\hat{\Psi}) = 1 - \exp(-\hat{\Psi}^\beta); \hat{\Psi} \geq 0, \beta = 1,35 \quad (4.49)$$

Comparando os resultados obtidos através do método estocástico, considerando o terço ($n=3$) e o décimo superior ($n=10$) das alturas de onda incidentes com os valores obtidos pelas expressões empíricas de Sumer e Fredsøe (1997) e Fredsøe e Sumer (1997), Myrhaug *et al.* (2004) concluíram que para o décimo superior as profundidades de erosão são superiores recomendando por isso este valor como parâmetro de dimensionamento.

Assim, definidas todas as grandezas hidrodinâmicas através de leis estatísticas e aplicando as fórmulas de Sumer e Fredsøe (1997) e Fredsøe e Sumer (1997) é possível estimar as grandezas da profundidade

de erosão nas proximidades das estrutura, com um maior grau de certeza (Myrhaug *et al.*, 2004). No entanto, não se pode esquecer o facto das equações para a previsão dos fenómenos erosivos terem sido desenvolvidas a partir das diversas simplificações já referidas anteriormente, pelo que, estes erros se mantêm.

Convém referir que, apesar da consideração das velocidades e amplitudes do movimento orbital como um processo estacionário de Gauss ser comum em estudos de agitação irregular, para valores baixos de profundidade esta hipótese deixa de ser válida, porque a influência de fenómenos não lineares assume uma importância não desprezável. Estes efeitos não lineares surgem em situações de baixas declividades, sendo que as ondas componentes do estado de agitação não são independentes, pelo que a análise espectral deve ser acompanhada de outros parâmetros como por exemplo: níveis de água, alturas de onda, períodos, relações entre períodos e alturas de onda, apenas para citar alguns (Veloso-Gomes *et al.*, 1996).

4.2.6 MODELAÇÃO FÍSICA

Em projectos de grande importância ou inovadores pode ser necessário recorrer à modelação física como método de previsão. Como se conclui pela análise crítica a todos os métodos anteriores, a obtenção de soluções analíticas em meio marítimo é muito difícil, pelo que a modelação física constitui a melhor forma de reproduzir os fenómenos hidrodinâmicos. As soluções matemáticas são mais genéricas e possuem um menor valor qualitativo, encontrando-se muitas vezes adequadas apenas à análise de casos típicos, não permitindo a sua generalização. Assim, os grandes objectivos da modelação física consistem na obtenção de: informação qualitativa de fenómenos não descritos ou não compreendidos, dados para a calibração, rejeição ou validação de uma aproximação teórica ou dados à escala de um fenómeno complexo para o qual ainda não exista formulação matemática (Taveira-Pinto, 2007b).

Para a reprodução dos fenómenos do protótipo tem de existir uma semelhança entre este e o modelo. Esta semelhança obtém-se quando todas as relações possíveis entre as variáveis geométricas, cinemáticas e dinâmicas do modelo e do protótipo se mantêm constantes, obtendo-se assim uma semelhança total entre o modelo e o protótipo. No entanto, a semelhança encontra-se limitada a uma série de variáveis, definidas em função da sua importância para o estudo que se pretende executar (Taveira-Pinto, 2007b). A semelhança pode ser obtida através de três métodos principais:

- Calibração: um modelo é calibrado a uma dada escala geométrica até que se obtenha uma reprodução dos dados medidos na realidade;
- Equações diferenciais: se as equações do processo forem conhecidas obtém-se a semelhança escrevendo as equações na forma adimensional;
- Análise dimensional: este procedimento é utilizado para obter uma relação completa de parâmetros adimensionais a partir das variáveis do processo. A semelhança exige que estes parâmetros de mantenham constantes, quando isto não for possível os mais relevantes devem-se manter constantes. Esta representa a forma normalmente utilizada para a obtenção da semelhança.

Existem três tipos de semelhança fundamentais:

- Semelhança geométrica, os dois objectos possuem uma relação entre duas dimensões sempre constante;

- Semelhança cinemática, as componentes vectoriais de todos os movimentos de ambos os sistemas é constante;
- Semelhança dinâmica, as componentes vectoriais de todas as forças dos dois sistemas é constante.

A semelhança geométrica é normalmente condicionada pelas limitações físicas da zona onde se instala o modelo e por razões económicas. O modelo deve atender às relações de semelhança mas permitir uma construção e exploração económica, ser tecnicamente viável e ainda ter dimensões razoáveis. Assim, procura-se encontrar uma relação de escala que permita ao modelo ser exequível e verifique as condições de semelhança.

Em relação à semelhança dinâmica a sua verificação implicaria uma igualdade entre todas as forças actuates:

- Forças gravíticas (semelhança de Froude);
- Forças de viscosidade (semelhança de Reynolds);
- Forças de tensão superficial (semelhança de Weber);
- Forças elásticas (semelhança de Cauchy-Mach);
- Forças de pressão (semelhança de Euler);
- Forças pulsatórias (semelhança de Strouhal).

Numa semelhança perfeita entre o modelo e o protótipo, verificar-se-iam todas estas igualdades. No entanto a semelhança total não é possível, pelo que é necessário escolher as forças dominantes no processo em estudo e ignorar as restantes. Esta semelhança parcial origina o aparecimento de efeitos de escala, alterações nos resultados obtidos no modelo em relação ao que acontece no protótipo (Taveira-Pinto, 2007b). Estes efeitos podem ser reduzidos se os testes forem executados em instalações suficientemente grandes, pelo que é aconselhado que se execute uma análise de sensibilidade de forma a determinar a importância dos efeitos de escala nos resultados atingidos.

A escolha por um destes tipos de semelhança está dependente dos fenómenos que se pretendem estudar. As forças gravíticas são dominantes em escoamentos em superfície livre, ondas de gravidade, escoamentos em superfície livre puramente turbulentos (correntes oceânicas, correntes de maré, rebentação de onda), desde que se assegure $Re > Re_{min}$. A semelhança de Reynolds é importante nos estudos onde exista a predominância das forças viscosas, em estudos da camada limite. As forças de tensão superficial predominam no interface entre dois fluidos de pequena espessura e bolhas de ar sendo que, a redução da dimensão aumenta os seus efeitos. Apesar da água ser considerada um fluido incompressível, na determinação das forças numa estrutura causadas pela compressão do ar confinado pela rebentação da onda é necessário considerar a semelhança de Cauchy. Finalmente a semelhança de Strouhal domina os escoamentos não permanentes e oscilatórios e a de Euler controla a escala das pressões. Normalmente os modelos para ensaios relativos a questões hidráulicas são modelados de forma a respeitar a semelhança de Froude (Taveira-Pinto, 2007b).

$$(Fr)_p = (Fr)_m \rightarrow \left(\frac{U}{\sqrt{gh}} \right)_p = \left(\frac{U}{\sqrt{gh}} \right)_m \quad (4.50)$$

em que U representa uma velocidade média característica do escoamento, h a profundidade, $(Fr)_m$ número de Froude no modelo e $(Fr)_p$ o número de Froude no protótipo. Considerando λ_l , a escala dos comprimentos e λ_U , a escala das velocidades, a semelhança de Froude estabelece que:

$$\lambda_U = \sqrt{\lambda_l} \quad (4.51)$$

Considerando a semelhança de Reynolds:

$$(Re)_p = (Re)_m \rightarrow \left(\frac{UB}{\nu}\right)_p = \left(\frac{UB}{\nu}\right)_m \quad (4.52)$$

em que B representa a dimensão característica da estrutura ensaiada. Considerando que o fluido utilizado no modelo é o mesmo que o do protótipo, a semelhança de Reynolds estabelece a seguinte relação de escalas:

$$\lambda_U = (\lambda_l)^{-1} \quad (4.53)$$

Assim a única forma de respeitar estas duas semelhanças seria que a escala das viscosidades dos fluidos fosse a seguinte:

$$\lambda_\nu = \lambda_l^{3/2} \quad (4.54)$$

Para as escalas geométricas correntemente utilizadas, não é possível respeitar esta escala pelo que normalmente se assume que as forças de viscosidade têm uma importância relativa secundária e podem ser ignoradas. A forma habitual de resolver esta questão é assegurar que o escoamento é turbulento tanto no modelo como no protótipo. No entanto em meios porosos é muito difícil cumprir esta condição (Taveira-Pinto, 2007b).

Não é igualmente possível construir um modelo que cumpra os critérios de Froude e Weber ou de Reynolds e Weber simultaneamente, o modelo de semelhança de Weber é importante apenas quando a curvatura da superfície livre é muito elevada, como por exemplo no estudo da geração de ondas, estudo da rotura da agitação ou em estudos de galgamentos devido à acção do vento (Taveira-Pinto, 2007b).

Os modelos podem ser de fundo fixo ou de fundo móvel. Como é óbvio para o estudo das erosões localizadas os modelos têm obrigatoriamente de ser um fundo móvel. A escolha do material para o modelo obedece normalmente a critérios económicos e de disponibilidade de material, sendo que são mais leves quanto maior é a escala do modelo (Taveira-Pinto, 2007b). No entanto, a alteração das

características dos sedimentos introduz alterações no transporte sedimentar. A alteração da granulometria altera o atrito entre os vários grãos, a variação do peso específico provoca a variação do tempo de queda dos sedimentos interferindo no tipo de transporte ocorrido, junto ao leito ou em suspensão (Veloso-Gomes, 1995).

Assim, num estudo de erosões localizadas os principais efeitos de escala devem-se ao facto da semelhança de Reynolds não ser respeitada, já que a camada limite possui uma influência muito importante no transporte sedimentar, sendo o início deste muito importante para o desenvolvimento de todo o fenómeno. Para além disto, o material escolhido para o modelo introduz igualmente efeitos de escala. No caso dos trabalhos citados na definição dos métodos empíricos e semi-empíricos, o transporte foi considerado unicamente junto ao leito porque, ao serem utilizadas areias como material para o fundo do modelo, a sua velocidade de queda aumenta e não permite que se mantenham em suspensão, apesar de reproduzirem fielmente o atrito entre os vários grãos da camada aluvionar.

Estes efeitos nunca podem ser ignorados, devendo ser efectuadas análises de sensibilidade, de forma a determinar a sua importância na obtenção dos resultados finais. Para quantificar e minimizar a sua influência devem ser efectuados diversos ensaios a diferentes escalas, recolher e correlacionar dados do protótipo, efectuar estudos teóricos e quantificar a sua importância relativa face a outras imprecisões do trabalho (Veloso-Gomes, 1995).

Para reduzir a importância de alguns dos efeitos de escala é possível recorrer à distorção dos modelos, uma vez que estes permitem melhorar o rigor das medições, manter o carácter turbulento do escoamento, aumentar a tensão artificial no fundo e logo a mobilidade dos sedimentos e permite a utilização de materiais mais densos nos modelos de fundo móvel. No entanto, a distorção de modelos não permite a reprodução correcta e simultânea da refacção e difracção, introduzindo novos efeitos de escala (Taveira-Pinto, 2007b).

De forma sumária as vantagens destes modelos são (Taveira-Pinto, 2007b):

- Custo controlável;
- Representam o mundo físico real;
- Permitem o controlo das variáveis envolvidas e das condições de fronteira;
- Facilitam a compreensão dos processos e obtenção de estimativas qualitativas.

Os inconvenientes são (Taveira-Pinto, 2007b):

- Tempo dispendido e custo da construção de várias alternativas;
- A semelhança hidráulica nunca é total;
- O controlo das condições de fronteira é igualmente parcial;
- Dificuldade de efectuar medições em algumas zonas.

Apesar deste tipo de modelos constituírem, actualmente, a melhor forma de reproduzir todos os fenómenos hidrodinâmicos, a introdução de aproximações e a presença de efeitos de escala nunca podem ser ignorados. Estes efeitos fazem com que os resultados obtidos apenas possam ser extrapolados para determinadas condições e não para a generalidade das zonas costeiras.

4.3 MÉTODOS DE PREVISÃO PARA OUTRAS ESTRUTURAS COSTEIRAS

Em relação a pilares verticais o método mais referido pela literatura, e que reúne algum consenso assenta numa expressão empírica deduzida por Sumer e Fredsøe (1996) em função de resultados

obtidos em ensaios laboratoriais, sob a acção de agitação regular incidindo perpendicularmente sob a estrutura:

$$\frac{S_m}{D} = C\{1 - \exp[-q(KC - r)]\}, KC \geq r \quad (4.55)$$

em que D representa o diâmetro do pilar, KC o número de Keulegan-Carpenter, expressão (4.56) e C , q e r coeficientes adimensionais cujo valor varia em função da secção do pilar ensaiado.

$$KC = \frac{U_w T}{D} \quad (4.56)$$

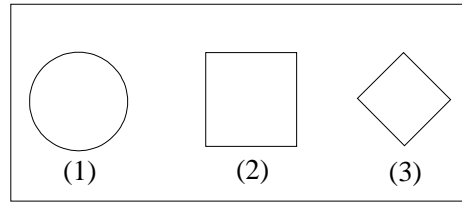


Figura 4.6 – Secções tipo de pilares (adaptado de Sumer *et al.*, 1993).

$$\begin{cases} (1) \rightarrow (C, q, r) = (1,3; 0,03; 6) \\ (2) \rightarrow (C, q, r) = (2; 0,05; 11) \\ (3) \rightarrow (C, q, r) = (1,3; 0,025; 3) \end{cases}$$

Apesar de terem sido propostos alguns métodos tendo por base uma aproximação estocástica ao problema (Myrhaug e Rue, 2005), as expressões de base para o cálculo da profundidade do fosso erosivo baseiam-se sempre na anterior.

Em relação às tubagens submersas os métodos empíricos mais utilizados são:

$$\frac{S_m}{\Phi} = 0,1 * KC^{0,5} \quad (4.57)$$

em que Φ representa o diâmetro da tubagem (Sumer *et al.*, 1993).

$$\frac{S_m}{\Phi} = 0,9 \tanh\left(1,4 \frac{U_w}{\sqrt{gh}}\right) + 1,55 \quad (4.58)$$

em que h representa a profundidade de água sobre a tubagem.

4.4 APLICAÇÃO À COSTA PORTUGUESA

4.4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os métodos empíricos e semi-empíricos mais recentes têm sido aplicados com sucesso na previsão das características dos fossos erosivos em costas mediterrâneas menos energéticas, como por exemplo em Itália, serão aplicados à costa portuguesa

Para a sua utilização é necessário definir qual a altura de onda e o período a considerar na previsão. Esta questão levanta logo à partida diversos problemas, já que analisando os registos de alturas de onda e respectivos períodos, obtém-se uma nuvem de pontos bastante dispersa, Figura 4.7. Devido a este facto as tentativas de aproximação linear e logarítmica, pelo método dos mínimos quadrados, apresentam coeficientes de regressão baixos, 0,47. No entanto é clara a tendência para o aumento do valor dos períodos associados a ondas de maior altura (Coelho, 2005).

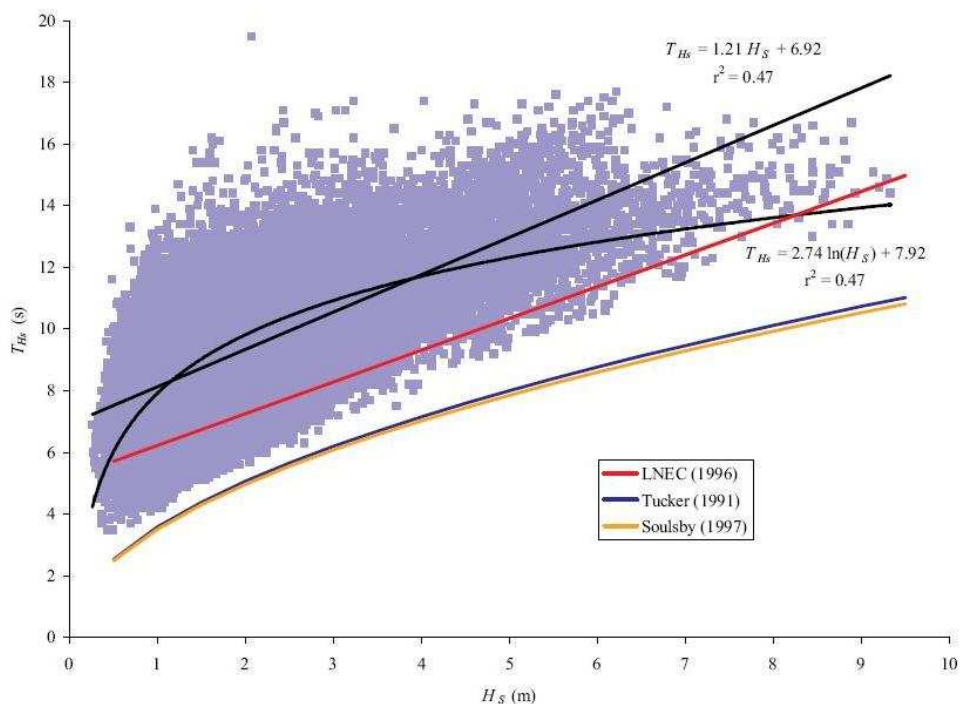


Figura 4.7 – Relação entre as alturas de onda significativa e respectivos períodos (dados do Instituto Hidrográfico para a bóia de Leixões, recolhidos entre 1981 e 2003) (Coelho, 2005).

Coelho (2005) definiu as seguintes expressões para as aproximações linear, equação (4.59) e logarítmica, equação (4.60), para a correlação entre as alturas de onda significativas e os respectivos períodos:

$$T_{Hs} = 1,21H_s + 6,92 \quad (4.59)$$

$$T_{Hs} = 2,74 \ln(H_s) + 7,92 \quad (4.60)$$

A Figura 4.7 ilustra igualmente as aproximações propostas por Tucker (1991), Soulsby (1997) e LNEC (1996), que apesar de se aproximarem entre si, estimam períodos de onda bastante inferiores aos verificados na realidade (Coelho, 2005). As expressões seguintes representam, respectivamente as aproximações sugeridas por Tucker, Soulsby e LNEC:

$$T_{Hs} = \sqrt{\frac{40\pi}{g}} H_s = 3,58 \sqrt{H_s} \quad (4.61)$$

$$T_{Hs} = 11 \left(\frac{H_s}{g} \right)^{1/2} \quad (4.62)$$

$$T_{Hs} = 1,03 H_s + 5,2 \quad (4.63)$$

As discrepâncias entre os métodos anteriores e os valores registados na realidade revelam a profunda complexidade dos fenómenos hidrodinâmicos e a incapacidade de adoptar métodos universais de previsão. No exercício que se segue, a cada altura de onda fizeram-se corresponder três valores para o período, um valor médio através da aproximação linear, um valor mínimo definido pela expressão (4.63) e um valor máximo obtido através da soma ao valor médio da diferença entre os valores médio e mínimo anteriores. Desta forma procurou-se atender à disparidade de valores indicados pelos métodos apresentados e os registos das observações em Leixões.

A aplicação será efectuada para a cabeça das estruturas, utilizando ambas as formulações para estruturas em taludes (Fredsoe e Sumer, 1997), uma vez que continuam a ser as expressões que servem de base a todos os estudos sobre erosões localizadas. Para a secção corrente o único método utilizado será o definido por Sumer *et al.* (2005) uma vez que se trata do único que propõe uma metodologia de análise que reúne algum consenso junto da comunidade científica. A definição de intervalos de resultados poderá aproximar-se mais da dinâmica destes fenómenos.

Para a aplicação considerou-se uma estrutura tipo, Figura 4.8, onde são indicadas as sete secções consideradas para a análise actual. As características desta estrutura foram inspiradas nos esporões existentes na costa Oeste portuguesa, com a profundidade máxima da cabeça a rondar os -5,0 Z.H.. A inclinação dos taludes considerada será de 2:1, apesar de na costa portuguesa algumas possuírem uma inclinação de 1:1.

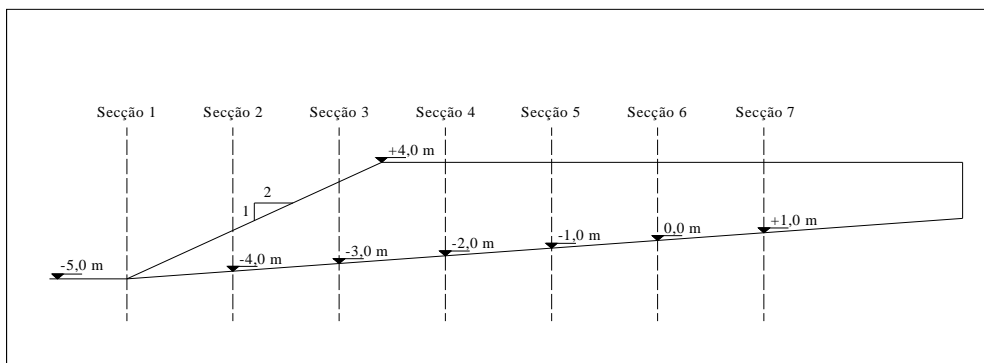


Figura 4.8 – Estrutura de defesa costeira em taludes tipo (secção longitudinal). Cotas em relação ao Z.H.

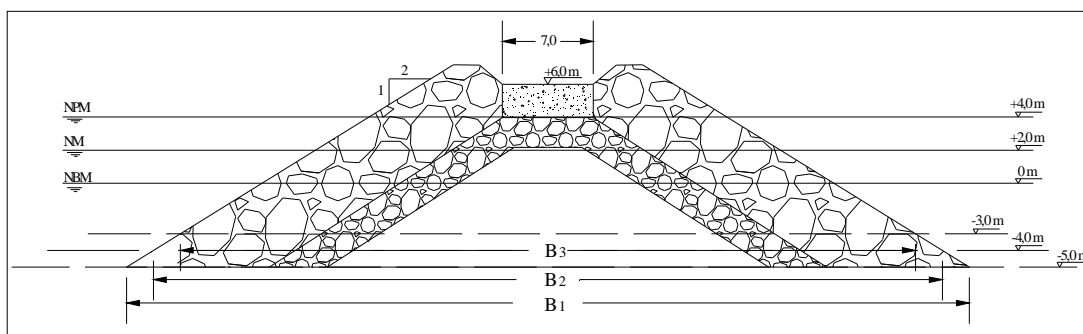


Figura 4.9 - Estrutura de defesa costeira em taludes tipo (secção transversal). Cotas em relação ao Z.H.

Algumas estruturas possuem a cabeça implantada em fundos de cota -5,0 Z.H., valor esse que pode variar consoante o seu comprimento, zona de implantação e função da estrutura. Para a secção corrente a variação de cotas é maior, devido ao seu comprimento e evolução do perfil. As profundidades consideradas para cada uma das zonas podem ser consultadas no Quadro 4.2 e no Quadro 4.3.

As profundidades consideradas para cada zona são apresentadas nos quadros seguintes, considerando uma amplitude de maré máxima de +4,0 m Z.H., ou seja:

$$h = -z + \begin{cases} 4 \text{ (Preia - mar)} \\ 2 \text{ (Nível médio)} \\ 0 \text{ (Baixa - mar)} \end{cases} \quad (4.64)$$

em que z representa a cota do fundo da secção em estudo.

A altura de onda máxima, Quadro 4.4, foi determinada recorrendo à teoria de onda solitária, definindo da seguinte forma a onda máxima que pode atingir a profundidade h sem rebentar:

$$H_{m\acute{a}x} = 0,775h \quad (4.65)$$

Quadro 4.2 – Cotas e profundidades consideradas para a cabeça.

Cotas Z.H. (m)	Profundidades (m)		
	Preia-mar	Nível médio	Baixa-mar
-5,0	9,0	7,0	5,0
-4,0	8,0	6,0	4,0
-3,0	7,0	5,0	3,0

Quadro 4.3 – Cotas e profundidades consideradas para a secção corrente.

Cotas Z.H. (m)	Profundidades (m)		
	Preia-mar	Nível médio	Baixa-mar
-4,0	8,0	6,0	4,0
-3,0	7,0	5,0	3,0
-2,0	6,0	4,0	2,0
-1,0	5,0	3,0	1,0
0,0	4,0	2,0	0,0
1,0	3,0	1,0	-1,0

Quadro 4.4 – Alturas de onda máximas, $H_{m\acute{a}x}$ (m).

Cabeça			Secção Corrente		
Preia-mar	Nível médio	Baixa-mar	Preia-mar	Nível médio	Baixa-mar
7,0	5,4	3,9	6,2	4,7	3,1
6,2	4,7	3,1	5,4	3,9	2,3
5,4	3,9	2,3	4,7	3,1	1,6
			3,9	2,3	0,8
			3,1	1,6	0,0
			2,3	0,8	0,0

Apesar destas alturas de onda corresponderem à aplicação da expressão (4.65) os seus valores foram arredondados e ajustados de forma a torná-los mais representativos de intervalos comuns de alturas de onda, Quadro 4.5. Desta forma procurou-se avaliar a situação para a acção das diferentes alturas de onda. Os períodos máximo, médio e mínimo correspondentes a cada uma das alturas de onda consideradas calcularam-se como referido anteriormente. As únicas excepções foram as alturas de onda de 7,0 e 6,5 m, considerando-se apenas dois valores para o período, o médio e o mínimo, uma vez que para alturas de onda superiores a 6 metros a aproximação linear, equação (4.59), apresentada por Coelho (2005) aproxima-se satisfatoriamente dos valores máximos registados pela bóia de Leixões (Figura 4.7).

Este arredondamento dos valores das alturas de onda conduziu à necessidade de ajustar os valores das profundidades, para que a condição (4.65) fosse verificada.

Quadro 4.5 – Correspondência entre as alturas de onda, H (m), períodos, T (s) e profundidades, h (m).

H (m)	$T_{\text{máx}}$	$T_{\text{médio}}$	T_{min}	h (m)
7,0		15,4	12,4	9,0
6,5		14,8	11,9	8,4
6,0	17,0	14,2	11,4	7,7
5,5	16,3	13,6	10,9	7,1
5,0	15,6	13,0	10,4	6,5
4,5	14,9	12,4	9,8	5,8
4,0	14,2	11,8	9,3	5,2
3,5	13,5	11,2	8,8	4,5
3,0	12,8	10,6	8,3	3,9
2,5	12,1	9,9	7,8	3,2
2,0	11,4	9,3	7,3	2,6
1,5	10,7	8,7	6,7	1,9
1,0	10,0	8,1	6,2	1,3

Para a previsão das erosões localizadas, o valor da velocidade orbital junto ao leito assume grande importância, pelo que é importante determinar correctamente o seu valor. Alguns dos métodos, referidos anteriormente, executam este cálculo através da teoria linear, não considerando os fenómenos não lineares associados à propagação da agitação em profundidades reduzidas. Para perceber se esta aproximação afecta os resultados obtidos, efectuou-se o cálculo da velocidade orbital junto ao leito através da teoria da função corrente. Possibilitando a análise das diferenças entre os valores obtidos e concluir acerca da validade desta aproximação.

A teoria da função corrente representa um método numérico de elevada ordem para o cálculo das características de ondas não lineares. Actualmente representa a teoria mais utilizada para ondas com características não lineares a profundidades constantes, apresentando melhores resultados do que a teoria de Stokes de segunda ordem e do que a teoria Cnoidal, para profundidades moderadas (Zhang e Schäffer, 2006). Aplicando a teoria linear as características da agitação incidente podem ser calculadas através da equação seguinte, a equação (4.66) para o cálculo da velocidade orbital junto ao leito:

$$U_w(x, z, t) = \frac{Hg}{2w} k \frac{1}{\cosh(kh)} \cosh(k(z+h)) \cos(kx - wt) \quad (4.66)$$

em que k representa o número de onda, calculado através da expressão (4.2), com o comprimento de onda calculado através das seguintes expressões:

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (4.67)$$

$$L = \sqrt{\frac{2\pi h}{L_0} \left(1 - k' \frac{d}{L_0}\right)} L_0 \quad (4.68)$$

$$\text{em que } k' = \begin{cases} 1,052 \text{ se } \frac{d}{L_0} \leq 0,10 \\ 1,049 \text{ se } 0,10 \leq \frac{d}{L_0} \leq 0,15 \\ 1,041 \text{ se } 0,15 \leq \frac{d}{L_0} \leq 0,20 \end{cases}$$

Em relação à teoria da função corrente a componente da velocidade horizontal junto ao leito é calculada através da expressão (Zhang e Schäffer, 2006):

$$U_w(x, t) = \frac{c\xi(x, t)}{h + \xi(x, t)} \quad (4.69)$$

em que c representa a celeridade da onda. A elevação da superfície livre é a solução da teoria de função corrente através do desenvolvimento da série de Fourier:

$$\xi(x, t) = \sum_i^n A_i c [ik(x - ct)] \quad (4.70)$$

em que A_i representa uma constante adimensional associada a cada uma das alturas de onda, profundidades e períodos. O cálculo da velocidade orbital foi efectuado recorrendo a uma ferramenta de cálculo disponível no sítio de internet <http://www.coastal.udel.edu/faculty/rad/>, que permite a determinação de todas as características da onda, apresentando-as graficamente. A Figura 4.10, ilustra um exemplo genérico de aplicação desta ferramenta de cálculo, para uma onda com as características apresentadas no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Características da onda para aplicação da teoria da função corrente.

H (m)	2,0
T (s)	7,0
h (m)	8,0
Ordem da teoria	10,0

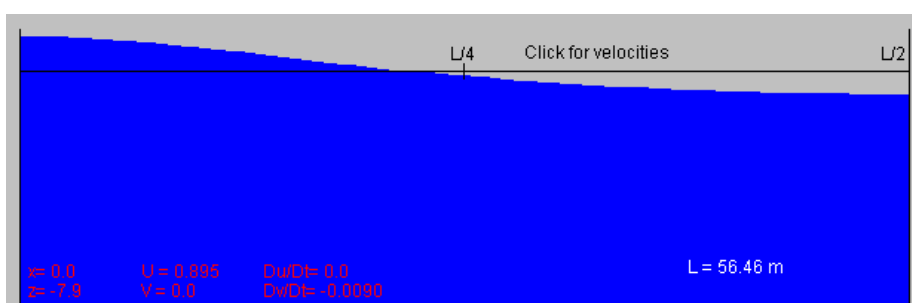


Figura 4.10 – Exemplo de aplicação da teoria da função corrente (<http://www.coastal.udel.edu/faculty/rad/>).

Analisando a Figura 4.10 conclui-se que o valor nulo da elevação da superfície livre não corresponde ao ponto de abscissa $L/4$, como acontece na teoria linear. Não foi possível efectuar os cálculos para os períodos máximos, e para os três últimos valores dos períodos médios, porque os valores se encontram fora do campo de aplicação da teoria da função corrente. Os valores obtidos para as velocidades orbitais junto ao leito aplicando cada uma das teorias podem ser consultados nos gráficos seguintes:

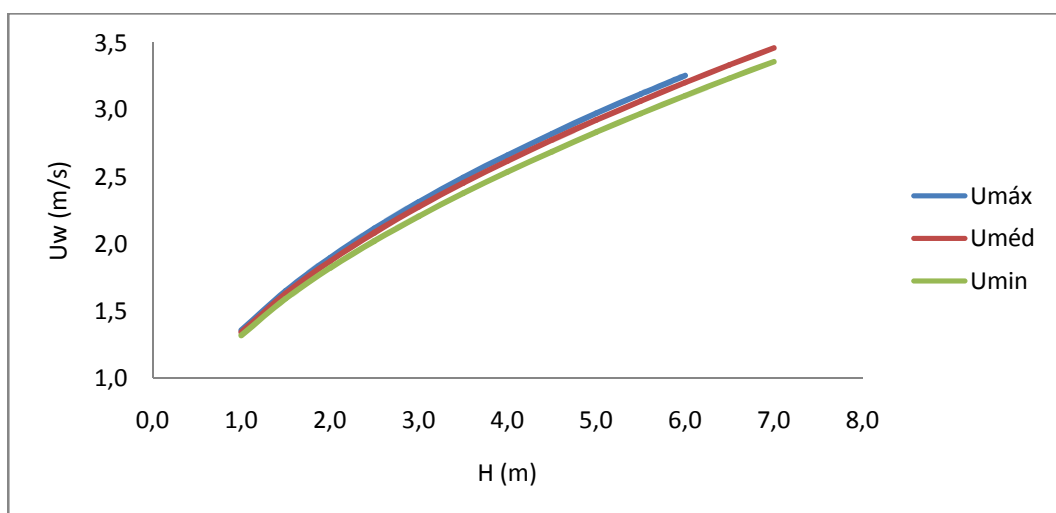


Gráfico 4.1 – Valores da velocidade orbital junto ao leito obtidos através da aplicação da teoria linear.

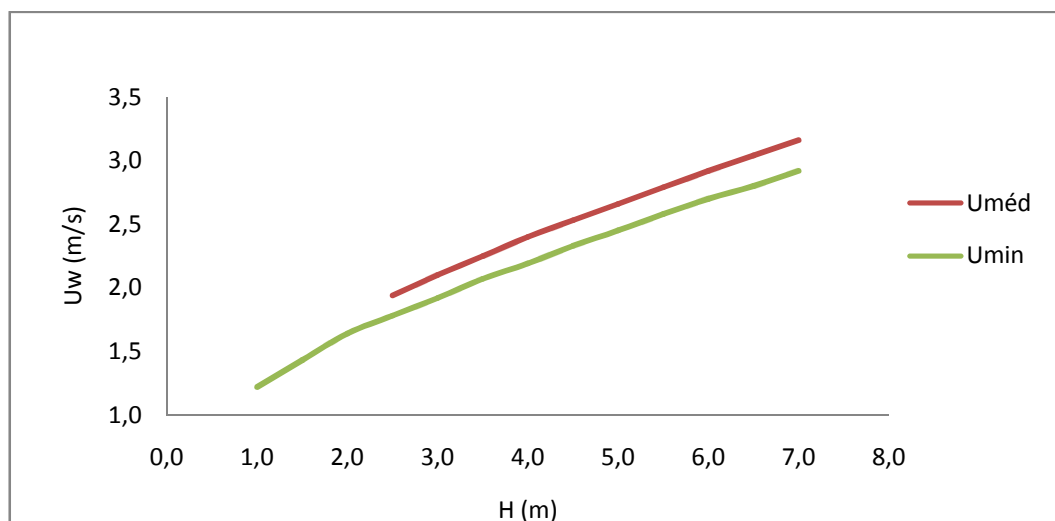


Gráfico 4.2 - Valores da velocidade orbital junto ao leito obtidos através da aplicação da teoria da função corrente.

Os valores médios das velocidades orbitais junto ao leito calculadas pela teoria linear e pela teoria da função corrente não apresentam grandes diferenças. Mas, para as velocidades mínimas a diferença já é mais significativa, no entanto os valores obtidos pela teoria linear são superiores, pelo que a sua consideração permite uma análise do lado da segurança. No entanto, as velocidades orbitais dependem pouco da variação do período, isto porque na expressão (4.66) o período é considerado indirectamente, porque o número de onda é função do comprimento de onda, que por sua vez é função do período. Os cálculos efectuados através da teoria da função corrente revelam-se mais sensíveis à variação do período considerado. Para a teoria linear os valores máximos, médios e mínimos são muito próximos.

Os valores dos comprimentos de onda ao largo e locais, frequências de onda e números de onda calculados pela teoria linear considerados nos cálculos apresentam-se em anexo (Anexo C).

O único levantamento topohidrográfico actual e disponível da costa portuguesa, abrangendo estruturas de defesa costeira, é o representado pela, Figura A.2 em anexo, de Julho de 2007, da Costa da Caparica. Será possível efectuar a comparação entre os resultados obtidos e os presentes no levantamento de modo a concluir acerca da aplicabilidade dos métodos considerados. A profundidade dos fossos erosivos e a sua localização encontra-se definida no levantamento, com as profundidades máximas a atingirem valores de -6 m (Z.H.) na zona próxima da cabeça do esporão EC7, -4 m (Z.H.) e -2 m (Z.H.) próximo da cabeça de EC6 e -1 m (Z.H.) próximo da cabeça de EC5. A extensão em planta de cada um destes fossos erosivos foi calculada definindo uma escala para o levantamento através dos comprimentos das estruturas. As estruturas possuem características próximas das consideradas para a estrutura tipo considerada, com as suas cabeças implantadas às cotas seguintes:

Quadro 4.7 – Cotas e larguras da base aproximadas.

EC7		EC6		EC5	
z (m)	B (m)	z (m)	B(m)	z (m)	B (m)
-3,0	56	-4,0	60	0,0	35

A escala obtida em função dos comprimentos aproximados das estruturas e das suas dimensões no levantamento foi de 1:11.000, as extensões em planta dos fossos erosivos foram consideradas segundo as indicações de Sumer *et al.* (2005), desde o alinhamento médio da cabeça ate ao final do fosso erosivo. As extensões consideradas encontram-se ilustradas na Figura 4.11:

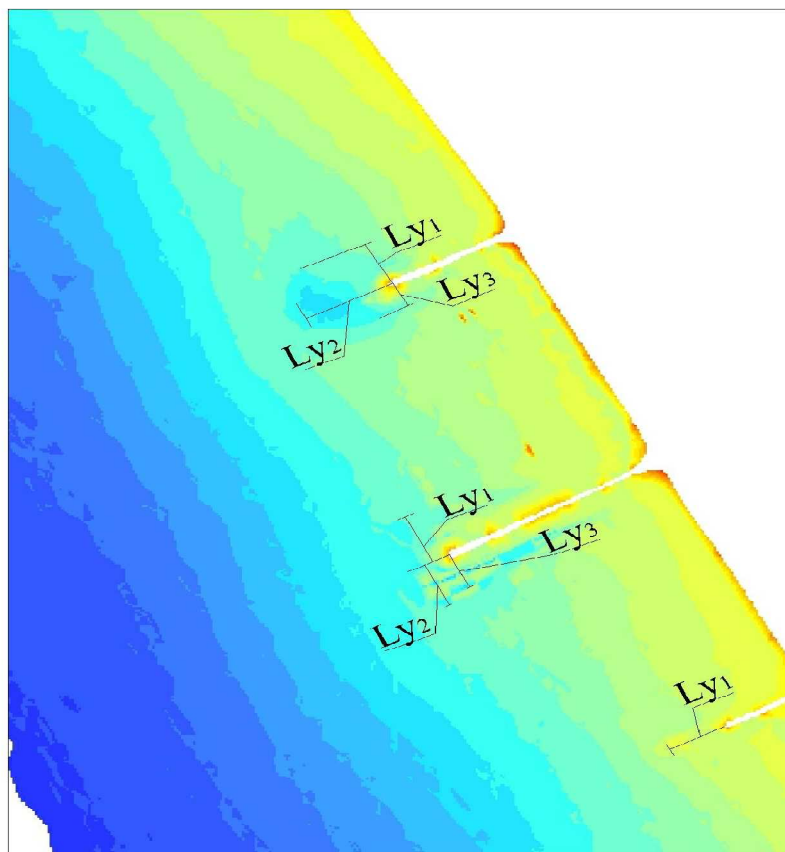


Figura 4.11 – Extensões em planta dos fossos erosivos presentes no levantamento de Julho de 2007.

Assim, será possível verificar se os resultados obtidos se aproximam dos apresentados pelo levantamento, apesar do levantamento ter sido efectuado já após uma série de operações de reparação das estruturas e intervenções para reduzir os efeitos dos fenómenos erosivos, nomeadamente transposições artificiais de areias. Parte dos danos sofridos por estas estruturas podem se ter devido ao efeito das erosões localizadas, mas não é possível sustentar esta hipótese com os dados disponíveis. Para além disto, as operações de reparação alteram as dimensões da base da estrutura, apenas com um levantamento seria possível defini-las de forma correcta. Os valores obtidos para as extensões aproximadas dos fossos erosivos foram:

Quadro 4.8 – Extensões aproximadas dos fossos erosivos nas proximidades de cada uma das estruturas.

EC7			EC6			EC5
Ly1 (m)	Ly2 (m)	Ly3 (m)	Ly1 (m)	Ly2 (m)	Ly3 (m)	Ly1 (m)
119,0	54,4	97,5	66,0	60,5	38,5	100,0

4.4.2 PREVISÃO PARA A CABEÇA DE ESTRUTURAS EM TALUDE

As cabeças das estruturas encontram-se, normalmente, implantadas em fundos da ordem de -5 m (Z.H.) a -3 m (Z.H.), pelo que no presente exemplo os cálculos foram executados para as três primeiras secções ilustradas na Figura 4.9, considerando-se, em função da inclinação dos taludes e das cotas de coroamento e de fundação, as dimensões referidas no Quadro 4.9 para as larguras na base do talude em cada uma das secções.

Quadro 4.9 – Larguras de cada secção da cabeça das estruturas

	B (m)
Secção 1	65
Secção 2	61
Secção 3	57

Calcularam-se os valores de KC para as alturas de onda que poderiam atingir cada uma das secções possíveis para a cabeça da estrutura. Atribuíram-se a cada altura de onda os três períodos referidos anteriormente. O gráfico seguinte ilustra a variação do número de KC para cada uma das secções em função do período, respectivamente $KC_{máx}=f(T_{máx})$, $KC_{méd}=f(T_{méd})$ e $KC_{min}=f(T_{min})$:

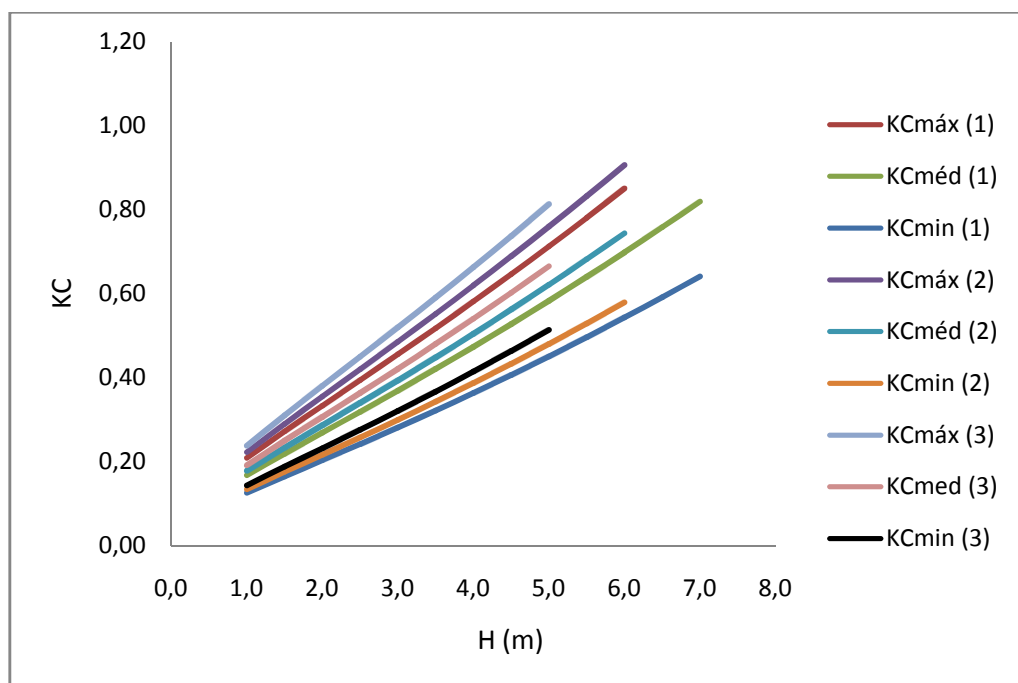


Gráfico 4.3 – Valores de KC para a cabeça de estruturas em taludes, considerando três secções de análise.

O número de Keulegan-Carpenter é o principal parâmetro de controlo das erosões localizadas. Perceber as suas variações é importante para a compreensão global do fenómeno. Analisando os resultados obtidos, Gráfico 4.3, conclui-se que a largura da base possui uma grande influência na definição das zonas críticas. Segundo os estudos em modelo reduzido, com o aumento do número de KC ocorre um agravamento dos fenómenos erosivos. No entanto, para as mesmas condições hidrodinâmicas a secção mais desfavorável é a que possui uma largura inferior. Sob a acção das

mesmas acções hidrodinâmicas, os valores de KC mais elevados são obtidos para a secção 3, sendo em aproximadamente 30% superiores aos obtidos para a secção 1 e cerca de 16% superiores aos obtidos para a secção 2. Caso as alturas de onda não fossem limitadas pela profundidade esta seria à partida a secção mais desfavorável. No entanto, no exemplo corrente, o aumento da altura de onda e respectivo período aumentam os valores de KC, com o máximo absoluto a ser obtido para a secção 1.

Definidos os valores de KC a previsão da profundidade máxima do fosso erosivo efectuou-se recorrendo às expressões deduzidas por Fredsøe e Sumer (1997), equação (4.14) para a zona exposta, e equação (4.15) para a zona abrigada, e aos ábacos apresentados por Sumer *et al.* (2005), Figura 4.1 e Figura 4.2. A extensão máxima em planta máximo do fosso erosivo foi igualmente estimada através dos ábacos apresentados por Sumer *et al.* (2005), Figura 4.3 e Figura 4.4.

As expressões de Fredsøe e Sumer (1997) possuem coeficientes adimensionais, C_1 e C_2 , cujo valor médio igual possui um desvio padrão de, respectivamente, 0,20 e 0,34. Apesar de ser intuitivo considerar o valor máximo para cada um dos coeficientes, executando a previsão do lado da segurança, os valores obtidos podem igualmente ser superiores ao esperado, contribuindo para o sobredimensionamento das medidas de protecção necessárias. Assim, efectuou-se uma análise de sensibilidade em relação à variação dos coeficientes adimensionais, C_1 e C_2 , permitindo verificar a sua influência no resultado final. Os cálculos foram efectuados para cada uma das secções, considerando os valores de KC calculados anteriormente.

4.4.2.1 Previsão para a Zona Exposta

Para a zona exposta da cabeça, os valores previstos para a profundidade máxima do fosso erosivo para a secção 1 podem ser consultados nos gráficos seguintes:

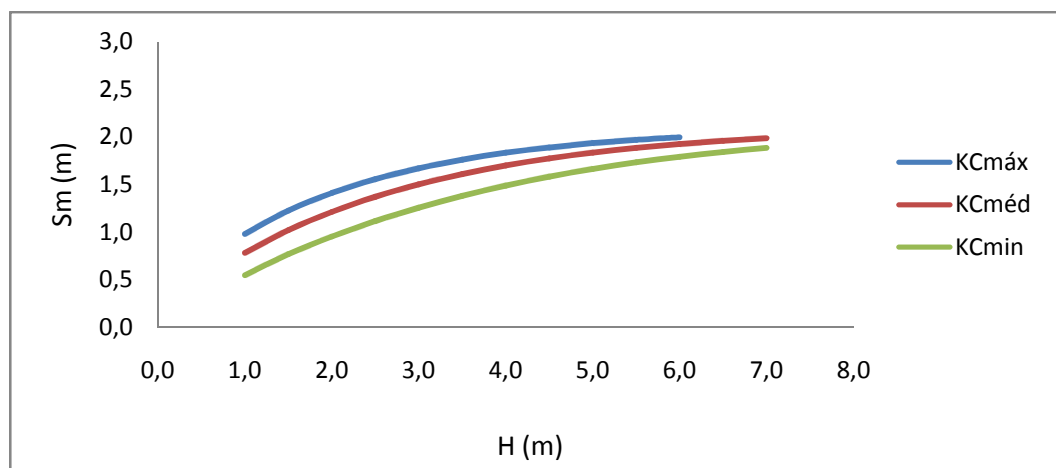


Gráfico 4.4 – Profundidade máxima do fosso erosivo prevista para a zona exposta da cabeça de estruturas em talude, com $C_1=0,8$ (Secção 1).

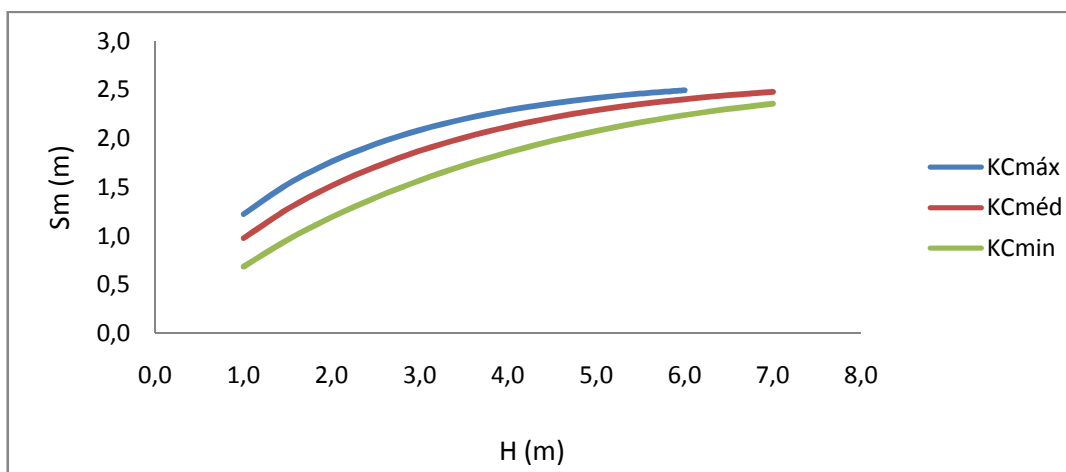


Gráfico 4.5 - Profundidade máxima do fosso erosivo prevista para a zona exposta da cabeça de estruturas em talude, com $C_1=1,0$ (Secção 1).

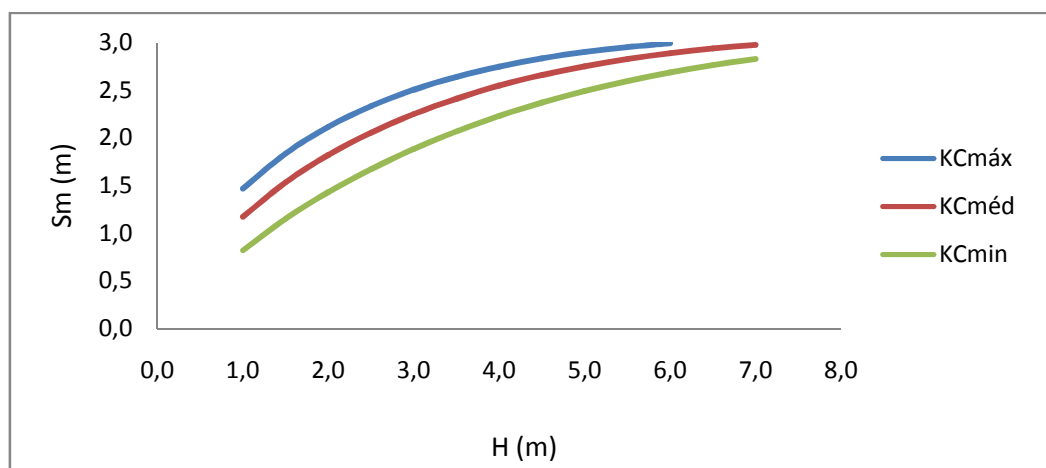


Gráfico 4.6 - Profundidade máxima do fosso erosivo prevista para a zona exposta da cabeça de estruturas em talude, com $C_1=1,2$ (Secção 1).

Analisando os gráficos anteriores conclui-se que: para a previsão da profundidade máxima de erosão na base do talude da cabeça das estruturas é mais relevante a variação do valor do coeficiente adimensional C_1 do que do valor de KC . A variação do valor atribuído ao coeficiente, entre o máximo e o mínimo possível, provoca para todos os valores da profundidade prevista uma variação de aproximadamente 45%. Em relação aos valores de KC , para os valores menores da altura de onda, a variação de KC , provoca uma variação do valor da profundidade máxima de erosão de cerca de 70%. Mas, para os valores maiores da altura de onda a influência de KC vai-se reduzindo, atingindo um mínimo de 9%. A redução da influência da variação de KC no fenómeno erosivo resulta na tendência para este atingir uma profundidade máxima de equilíbrio, devido à perda de capacidade do transporte com o aumento da profundidade.

Os gráficos anteriores revelam a tendência para o aumento da profundidade de erosão ocorrer de uma forma mais gradual para as maiores alturas de onda. O Gráfico 4.7 representa a previsão da profundidade máxima do fosso erosivo para cada uma das secções consideradas na presente aplicação:

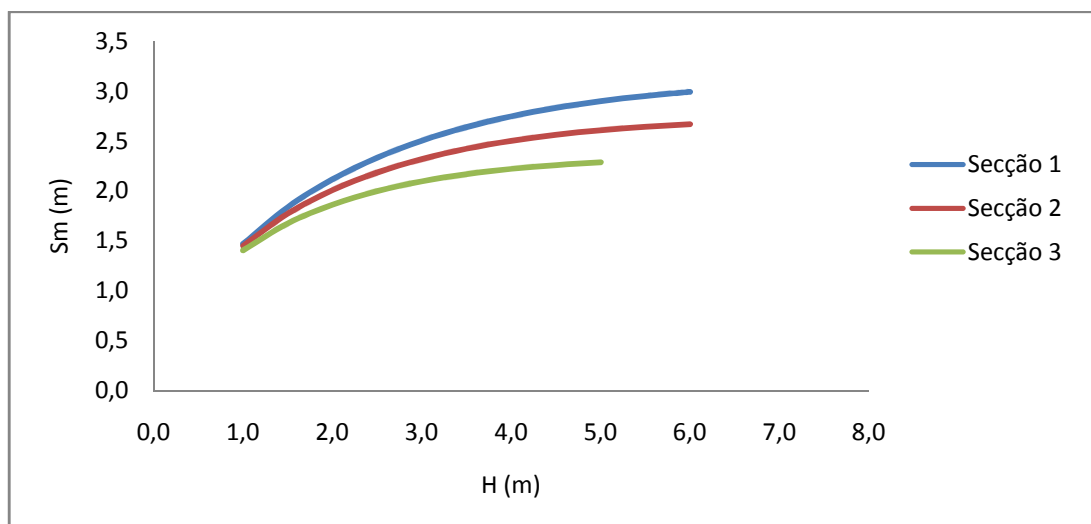


Gráfico 4.7 – Profundidade máxima do fosso erosivo previsível para cada uma das secções em estudo.

Assim, a consideração do valor máximo para o coeficiente adimensional pode ser entendida como a utilização de um coeficiente de segurança (CS) igual a 1,45, equivalente à variação entre o seu valor máximo e mínimo, algo comum em obras de engenharia.

Analisando os resultados, conclui-se, que apesar dos menores valores de KC a zona mais crítica para a ocorrência do fosso erosivo é a secção 1. Estes resultados já reflectem mais o que se verifica em protótipo, já que com o aumento da profundidade de implantação a estrutura fica sujeita a condições de agitação mais energéticas e logo sofre maiores danos devido à ocorrência de infraescavações. Para além disto, verifica-se a tendência para um valor máximo de equilíbrio do fosso erosivo, que pode ser explicado pelo facto de o escoamento perder capacidade de transporte com o aumento da profundidade. O intervalo de valores obtido através do ábaco de Sumer *et al.* (2005), considerando a estrutura emersa, revela que a profundidade máxima do fosso erosivo deverá situar-se entre os valores:

$$20 \times 10^{-3} < \frac{S}{B} < 40 \times 10^{-3} \quad (4.71)$$

Obtendo-se para cada secção os seguintes valores para as profundidades de erosão:

Quadro 4.10 – Valor máximo, $S_{\text{máx}}$ (m), e valor mínimo, $S_{\text{mín}}$ (m), para a profundidade do fosso erosivo previsto para a zona exposta da cabeça de estruturas em talude.

	$S_{\text{mín}}$	$S_{\text{máx}}$
Secção 1	1,30	2,60
Secção 2	1,14	2,28
Secção 3	0,98	1,96

Os valores máximos e mínimos apresentados são inferiores aos obtidos anteriormente. No entanto a obtenção deste método resultou de bastantes ensaios e observações em protótipo pelo que, não é possível definir qual o valor mais correcto.

Finalmente, a extensão do fosso erosivo em planta situar-se-á (Sumer *et al.*, 2005) entre um dos seguintes intervalos de valores:

$$40 \times 10^{-2} < \frac{L_y}{B} < 80 \times 10^{-2} , \quad 0,1 < KC < 0,3 \quad (4.72)$$

$$80 \times 10^{-2} < \frac{L_y}{B} < 130 \times 10^{-2} , \quad KC > 0,3 \quad (4.73)$$

Considerando os valores mais elevados de KC (Gráfico 4.3), todos se situam acima de 0,3, a extensão em planta do fosso erosivo em planta pode ser prevista pelo intervalo definido pela expressão (4.73):

Quadro 4.11 - Valor máximo, $L_{y\text{máx}}$ (m), e valor mínimo, $L_{y\text{min}}$ (m), para a extensão em planta do fosso erosivo previsto para a zona exposta da cabeça de estruturas em talude.

	$L_{y\text{máx}}$	$L_{y\text{min}}$
Secção 1	85	52
Secção 2	74	46
Secção 3	64	39

A previsão da extensão do fosso erosivo é muito importante neste tipo de estudo, já que este valor que será determinante na definição do comprimento da berma de protecção necessária. A comparação entre os valores obtidos e os dados de campo será efectuada a seguir.

4.4.2.2 Previsão para a Zona Abrigada

Para a zona abrigada da cabeça o principal mecanismo físico responsável pelas erosões é a rebentação mergulhante, expressão (4.15). A expressão (4.15) apenas considera a rebentação das ondas que galgam a estrutura, mas na realidade a variação no nível de água devido à acção das marés permite que ondas com variadas alturas rebentem na zona próxima da estrutura, tanto do lado exposto como abrigado. Assim, na aplicação desta metodologia serão consideradas novamente todas as alturas de onda que podem atingir as secções sem rebentar. Para a secção 1 considerando os três períodos e os três valores possíveis para o coeficiente C_2 , obtiveram-se os seguintes resultados:

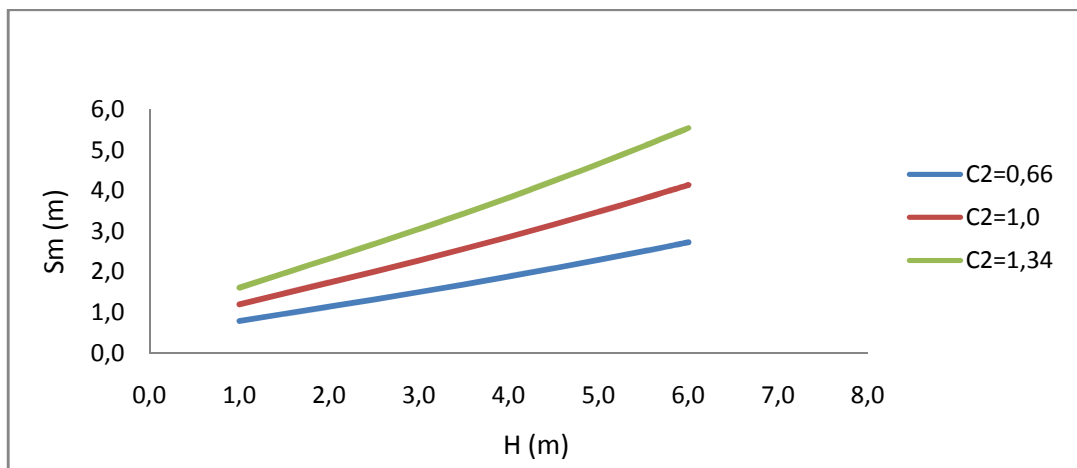


Gráfico 4.8 – Profundidade máxima do fosso erosivo para a zona abrigada da cabeça de estruturas em talude ($T=T_{máx}$).

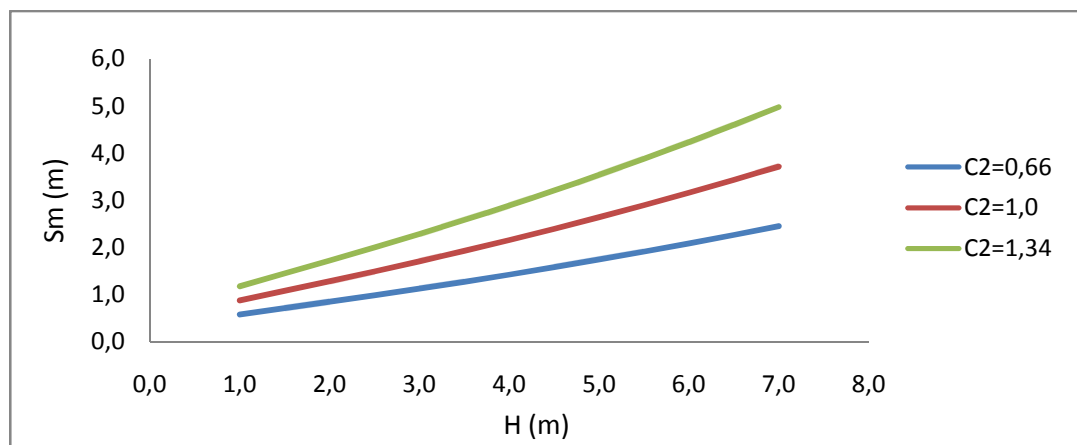


Gráfico 4.9 - Profundidade máxima do fosso erosivo para a zona abrigada da cabeça de estruturas em talude ($T=T_{méd}$).

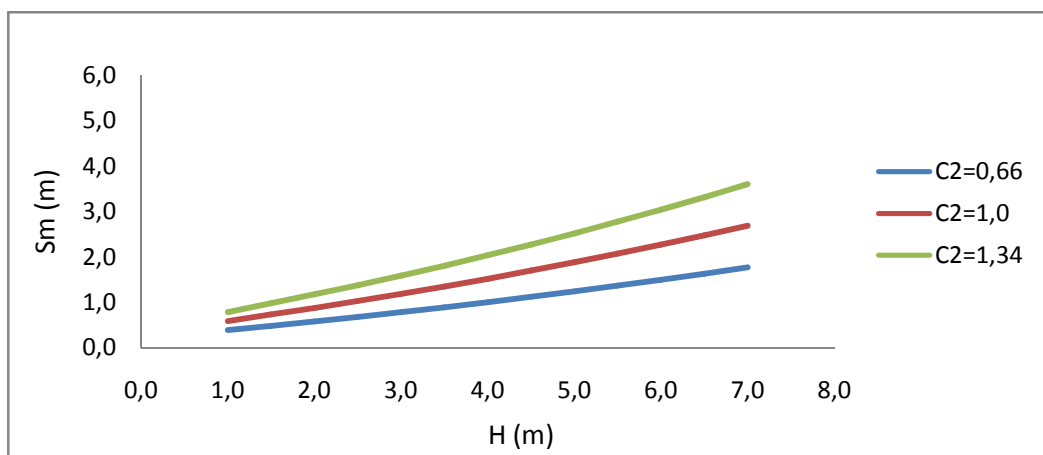


Gráfico 4.10 - Profundidade máxima do fosso erosivo para a zona abrigada da cabeça de estruturas em talude ($T=T_{min}$).

Tal como os resultados obtidos para a zona exposta, a escolha do valor do coeficiente adimensional influencia de sobremaneira os resultados obtidos. No entanto, a partir dos gráficos anteriores, conclui-se que a profundidade do fosso erosivo aumenta com o aumento da altura de onda incidente e respectivo período. Os valores da profundidade do fosso erosivo para o período máximo são aproximadamente 80% superiores aos obtidos para o período mínimo, para a mesma altura de onda incidente. A profundidade do fosso erosivo, neste caso, já depende mais das características definidas para a agitação incidente e não das características da estrutura. Os valores da profundidade do fosso erosivo, em cada secção, podem ser definidos a partir dos valores presentes nos gráficos anteriores, obtidos para a secção 1, uma vez que estes não dependem das características da estrutura mas apenas da profundidade, altura de onda incidente e respectivo período.

A rebentação revela-se o mecanismo mais importante para o desenvolvimento da profundidade dos fossos erosivos. O seu aumento não tende para um valor de equilíbrio como na zona exposta, continua a aumentar na mesma ordem de grandeza com o aumento da altura de onda incidente e respectivo período. A elevada turbulência provocada pela rebentação das ondas possui uma capacidade de colocação dos sedimentos em movimento bastante superior ao escoamento estacionário homogéneo, o que se torna preocupante para o estudo deste fenómeno em estruturas expostas a elevadas alturas de onda. Este método mais uma vez sustenta o que as observações em protótipo permitem concluir, quanto maiores forem as profundidades de implantação das estruturas, mais danos e mais instáveis serão, fruto da incidência das maiores alturas de onda. Caso as alturas de onda incidentes sejam limitadas pela profundidade.

Utilizando agora os ábacos de Sumer *et al.* (2005), para estruturas emersas, as características do fosso erosivo são apresentadas em função do parâmetro de controlo da rebentação:

$$\frac{T\sqrt{gH}}{h} \quad (4.74)$$

Os valores deste parâmetro, para as maiores alturas de onda, podem ser consultados no quadro seguinte:

Quadro 4.12 – Valores do parâmetro de controlo da rebentação.

H (m)	T _{máx} (s)	T _{méd} (s)	T _{min} (s)
7,0		14,12	11,39
6,5		14,08	11,33
6,0	16,83	14,05	11,28
5,5	16,86	14,05	11,25
5,0	16,92	14,08	11,24

Consultando os ábacos (Sumer *et al.*, 2005), obtêm-se os seguintes intervalos para a profundidade do fosso erosivo:

$$4 < \frac{T\sqrt{gH}}{h} < 12 \rightarrow 0 < \frac{S}{H} < 40 \times 10^{-2} \quad (4.75)$$

$$\frac{T\sqrt{gH}}{h} > 12 \rightarrow 40 \times 10^{-2} < \frac{S}{H} < 80 \times 10^{-2} \quad (4.76)$$

O intervalo para a profundidade de erosão na zona abrigada da cabeça de estruturas em talude é o indicado no Gráfico 4.11:

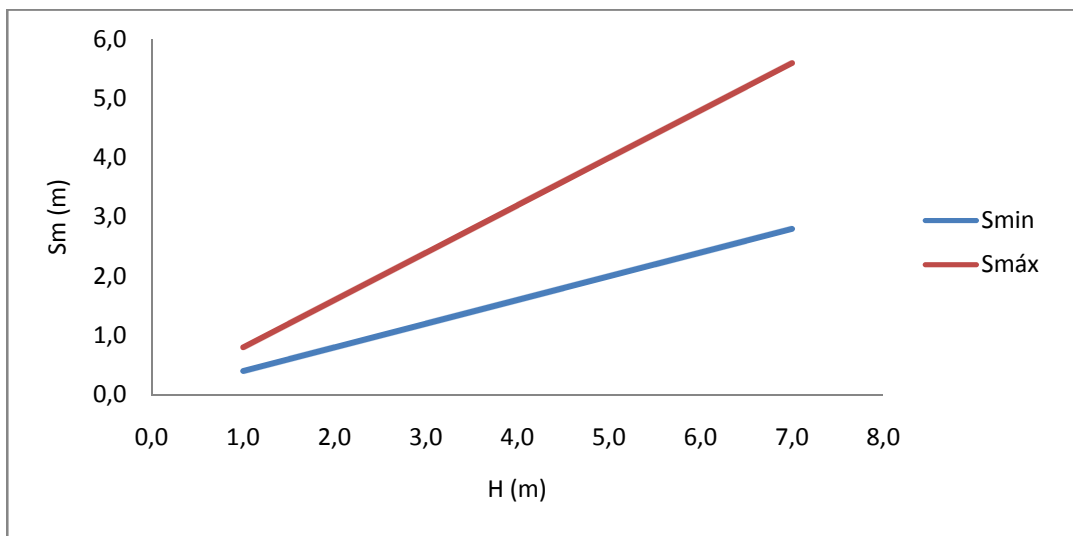


Gráfico 4.11 – Profundidade do fosso erosivo obtido através da consulta dos ábacos de Sumer *et al.* (2005).

Considerou-se que as erosões localizadas podem ocorrer sob a acção de todas as alturas de onda, já que a rebentação de uma onda de 1,0 m possui a capacidade de colocar em movimento os sedimentos, mesmo que apenas os de granulometria mais reduzida. No entanto parece exagerado o valor de 1 m para a profundidade do fosso erosivo sob a acção destas condições hidrodinâmicas.

Para a extensão em planta do fosso erosivo o intervalo é definido pela expressão seguinte:

$$\frac{L_y}{H} = 3,0 \mp 1,1 \quad (4.77)$$

Os valores obtidos em função da altura de onda incidente apresentam-se no Gráfico 4.12:

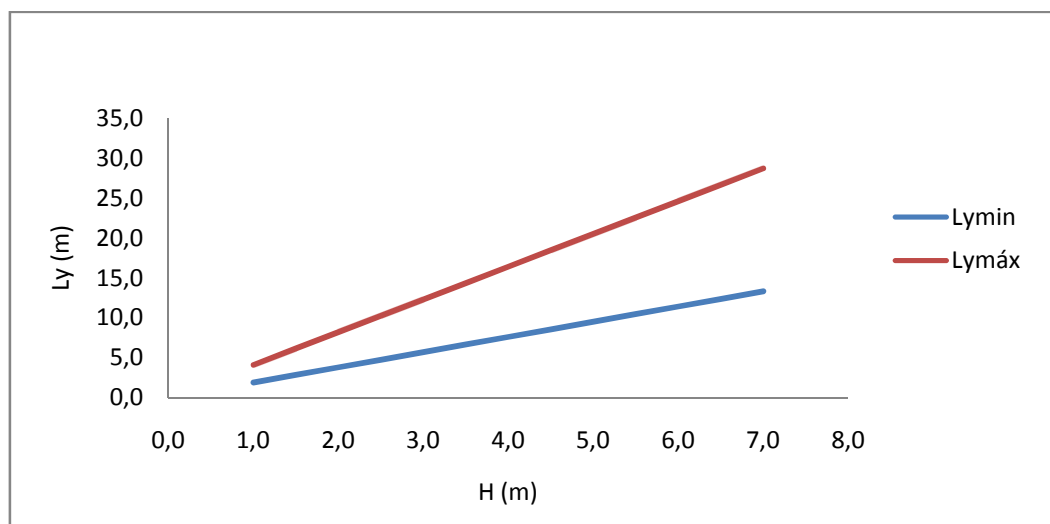


Gráfico 4.12 – Previsão da extensão em planta do fosso erosivo na zona abrigada da cabeça de estruturas em talude.

Para a zona abrigada este método apresenta valores próximos dos obtidos pelas expressões aplicadas (Gráficos 4.8, 4.9 e 4.10). No entanto, o facto de serem apresentados através de intervalos torna a abordagem ao problema mais correcta, uma vez que, é impossível definir com exactidão a dimensão dos fossos erosivos. Mas é necessário ter uma ideia das suas dimensões, permitindo proceder a execução de medidas de protecção contra este fenómeno.

Tal como a profundidade, a extensão do fosso erosivo para a zona abrigada de estruturas em talude aumenta com o aumento da altura de onda incidente. A diferença entre o valor máximo e mínimo são bastante acentuadas, considerando que a extensão dos fossos erosivos podem atingir qualquer valor dentro deste intervalo, com variações ao longo do tempo, é possível obter uma ideia da profunda dificuldade de previsão associada à aplicação destes métodos.

Finalmente, o facto da variação da direcção, ou rumo, da agitação incidente, não permitir uma definição unívoca do lado abrigado e do lado exposto. Durante um dia os rumos da agitação podem ser distintos, com o lado exposto a espaços a passar a lado abrigado e vice-versa, ainda mais difícil se torna prever as características do fosso erosivo. Esta variabilidade pode conduzir a uma estimativa bastante longe dos valores em protótipo. Para além disto, a variação do nível de água devido às marés permite que diferentes alturas de onda rebentem ao longo de toda a extensão da estrutura, podendo originar o aparecimento de fossos erosivos com estas características ao longo da secção corrente e não apenas da cabeça das estruturas.

Comparando os resultados obtidos através desta aplicação com os presentes no levantamento topohidrográfico disponível conclui-se que:

- As profundidades dos fossos erosivos situam-se regra geral nos intervalos definidos pelos métodos para a zona abrigada;
- Os métodos para a zona exposta conduzem a valores mais reduzidos.

Estes resultados devem-se, em parte, aos mecanismos físicos principais em cada secção, para a zona exposta não considerando a rebentação das ondas as profundidades dos fossos erosivos são inferiores, no entanto em protótipo os resultados são diferentes.

Para o caso mais desfavorável, a previsão aproxima-se mesmo do valor máximo de erosão nas proximidades da cabeça do esporão EC7. No entanto, a profundidade de implantação da cabeça deste esporão não permite a aproximação de ondas com alturas de 7 m, como se considerou na aplicação. A altura de onda máxima que pode atingir esta estrutura é de aproximadamente 5,5 m, o que na previsão equivale a uma profundidade de 4,5 m, considerando o cenário mais desfavorável para a zona abrigada. No entanto, é importante referir que este fundão já poderá ter passado por diversas configurações, como se provou em 3.5, pelo que se o levantamento tivesse sido efectuado noutra altura os valores poderiam ser diferentes.

Em relação à extensão em planta, obtêm-se para a zona exposta valores bastante superiores aos obtidos para a zona abrigada. Os valores obtidos pelos métodos são inferiores aos medidos na realidade. Para a zona abrigada pode mesmo concluir-se que são muito inferiores aos verificados na realidade. No entanto, dos valores medidos os da estrutura EC6, os maiores situam-se entre o intervalo de valores obtidos para as secções 1 e secção 2, sendo que o valor que se encontra fora deste intervalo é menor, logo a previsão encontra-se do lado da segurança. A estrutura EC5 devido à reduzida cota de implantação, da sua cabeça, conduziria a um intervalo de valores inferiores aos medidos, devido à sua menor largura (zona exposta) e às menores alturas de onda que atingem a sua cabeça (zona abrigada). Finalmente, para a estrutura EC7, cujas características podem ser comparadas com as da secção 2, a extensão dos fossos erosivos ultrapassa, em dois dos três casos, o máximo definido pelo intervalo.

Assim, os métodos de previsão, baseados em expressões empíricas, fornecem valores que, permitem uma estimativa aos fenómenos das erosões localizadas para alguns casos. No entanto, a sua aplicação apenas pode ser considerada de uma forma informativa ou qualitativa, já que não reproduzem de forma satisfatória a realidade. Os casos que se situam fora dos intervalos de valores previstos pela aplicação destes métodos podem conduzir a rotura da estrutura, uma vez que representam os casos extremos.

Para além disto, os dados do levantamento, considerado para efeitos de comparação, podem ser alterados rapidamente com a acção da agitação energética do Inverno, o que ilustra a profunda dinâmica e agrava a dificuldade de previsão do fenómeno, principalmente, na zona da cabeça das estruturas.

4.4.3 PREVISÃO PARA A SECÇÃO CORRENTE DE ESTRUTURAS EM TALUDE

As características da agitação, da estrutura e as cotas dos fundos para esta aplicação foram referidas em 4.4.1. No entanto, devido à menor profundidade de implantação a altura de onda máxima que pode atingir esta secção considerada é de 6,0 m, Quadro 4.4 e Quadro 4.5.

Considerando a expressão deduzida por Fredsøe e Sumer (1997), expressão (4.17), o ângulo dos taludes é a principal característica da estrutura responsável pelo desenvolvimento dos fenómenos erosivos. Assim, consideraram-se três ângulos distintos de forma a definir qual o efeito da redução do declive dos taludes:

Quadro 4.13 – Declives e respectivos ângulos com a horizontal dos taludes.

β	
1:1	45°
3:2	33,69°
-	30°

Não se considerou o declive 2:1 porque o seu ângulo com a horizontal é inferior ao mínimo necessário para a aplicação da expressão. No entanto, considerou-se o valor mínimo permitido 30° . Consideraram-se igualmente três comprimentos de onda locais, em função dos períodos atribuídos a cada valor da altura de onda, respectivamente $L_{m\acute{a}x}=f(T_{m\acute{a}x})$, $L_{m\acute{e}d}=f(T_{m\acute{e}d})$ e $L_{m\acute{i}n}=f(T_{m\acute{i}n})$. A variação da profundidade de erosão na zona corrente de uma estrutura cujos taludes possuam uma inclinação de 30° é apresentada no Gráfico 4.13:

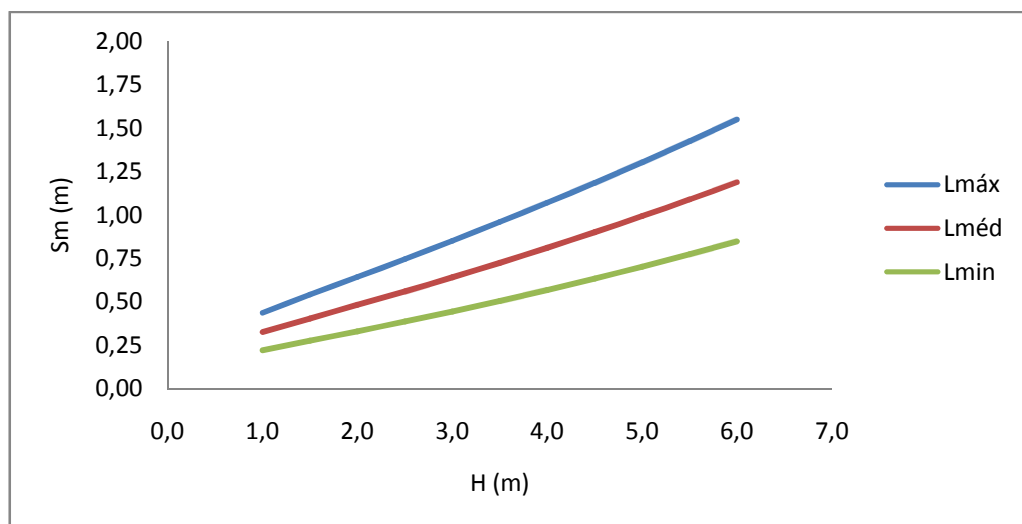


Gráfico 4.13 – Profundidade do fosso erosivo previsto para a secção corrente de estruturas em talude, com $\beta=30^\circ$.

Conclui-se que, para a secção corrente, a definição do período a atribuir a cada altura de onda incidente é de grande importância para uma correcta definição dos fenómenos erosivos, contribuindo a sua variação para elevadas diferenças nos valores obtidos. O Gráfico 4.14 ilustra a profundidade máxima do fosso erosivo prevista para a secção corrente de estruturas em talude considerando as inclinações referidas no Quadro 4.13.

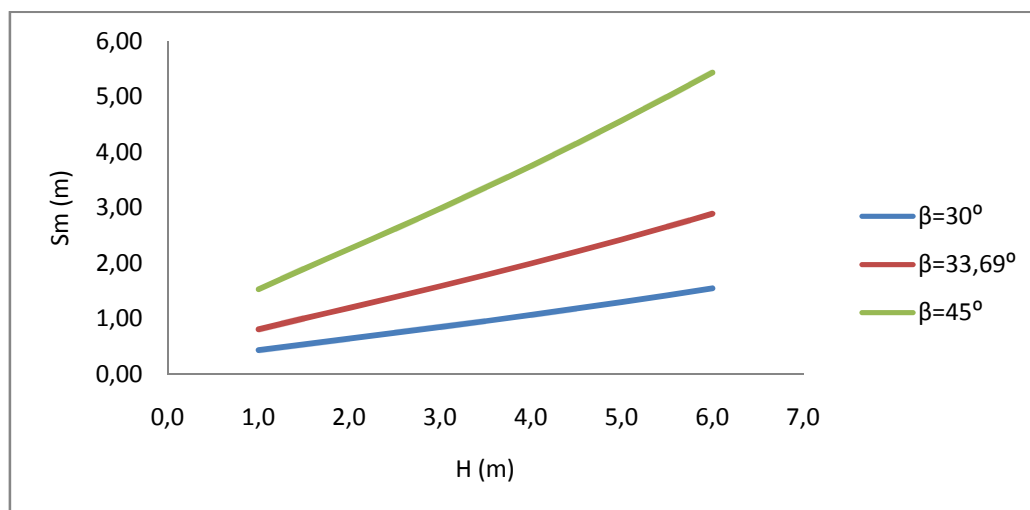


Gráfico 4.14 – Profundidade máxima do fosso erosivo para a secção corrente de estruturas em talude, para diferentes ângulos de talude.

Da análise do gráfico anterior conclui-se que a redução da inclinação dos taludes da estrutura possui um efeito bastante favorável na redução da profundidade do fosso erosivo. Entre um talude 3:2 e um 1:1 a profundidade reduz-se quase para metade, atingindo valores ainda inferiores para o ângulo mínimo. Para além disto, o aumento da profundidade processa-se de forma mais marcante para os ângulos superiores. Logo será possível extrapolar que, um talude 2:1, contribuirá de uma forma ainda mais positiva para a redução dos fenómenos erosivos. Este efeito deve-se em grande parte à redução do coeficiente de reflexão nas proximidades da estrutura.

Os valores obtidos através desta aplicação deverão ser algo conservativos, já que não é considerada a acção da rebentação. Provou-se anteriormente a importância deste mecanismo para a profundidade máxima do fosso erosivo. No entanto, não será previsível que os fossos erosivos na secção corrente atinjam as dimensões, em profundidade e planta, dos ocorridos na cabeça, já que as alturas de onda para esta secção das estruturas são inferiores. Tendo isto em conta, o problema deve ser analisado com cuidado.

5

INTERVENÇÕES DE PROTEÇÃO CONTRA AS EROSÕES LOCALIZADAS

5.1 INTRODUÇÃO

Em função do anteriormente exposto torna-se imprescindível definir uma metodologia de protecção para as estruturas de defesa costeira contra os efeitos das erosões localizadas, não sendo possível esperar pela ocorrência dos danos para actuar, mas sim adoptar uma política preventiva desde a fase de projecto. Existem diversos estudos que procuram definir a melhor forma de dotar as estruturas inseridas em meios marítimos de características que permitam uma redução dos efeitos das erosões localizadas.

Depois de implantadas, qualquer intervenção nas estruturas acarreta normalmente custos elevados, não só económicos como também ambientais e sociais. Para além disto trata-se de um processo reconhecidamente demorado devido a questões burocráticas, que podem mesmo inviabilizar uma intervenção adequada e atempada. As operações de reparação estão igualmente dependentes das condições climáticas, sendo normalmente executadas apenas durante os meses de Verão, quando a agitação marítima é menos energética. Considerando um cenário mais pessimista, durante um Inverno mais rigoroso, a estrutura pode entrar em rotura, colocando em perigo as zonas que deveria proteger (Veloso-Gomes, 2007a).

Apesar dos estudos conhecidos, não existe um consenso geral acerca da melhor forma de proteger as estruturas, sendo que a maior parte dos métodos utilizados é baseado em intervenções passadas de sucesso (Burchart e Hughes, 2001). No entanto, aquando da implantação das primeiras estruturas de defesa costeira este “*know how*” não existia, estando os projectistas limitados aos ensaios em modelo físico. Logo, tratando-se de estruturas antigas a única forma de melhorar a sua resposta quando sofrem o efeito das erosões localizadas é efectuar uma intervenção posterior.

Assim, neste capítulo serão apresentados dois tipos distintos de intervenções nas estruturas de defesa costeira: as preventivas, e as curativas. A importância destas medidas é análoga, uma vez que é importante dotar as estruturas futuras de características que lhes confirmem uma maior resistência contra as erosões localizadas, reduzindo os danos sofridos, assim como é de fulcral importância melhorar a resposta das estruturas já existentes.

5.2 MEDIDAS E TÉCNICAS PREVENTIVAS

Tal como foi já referido, serão apresentadas de seguida as medidas a considerar durante a fase de projecto, de forma a procurar optimizar as características das estruturas e reduzir ou se possível anular

os efeitos das erosões localizadas. Ainda que à luz dos conhecimentos actuais, a protecção total contra as erosões localizadas para estruturas fundadas em solos aluvionares não parece possível, a única forma de proteger uma estrutura completamente contra os fenómenos erosivos localizados é efectuar a sua fundação em rocha, como é o caso dos quebramares destacados da Aguda e de Castelo do Neiva, para citar alguns exemplos da costa Portuguesa, em que a presença de afloramentos rochosos de forma aproximadamente paralela à linha de costa, permitiu a adopção desta solução. No entanto, este tipo de solução não é comum, já que normalmente a possança das camadas aluvionares é bastante elevada, pelo que fundar a estrutura em rocha torna-se inviável do ponto de vista económico, quer pela necessidade de grandes operações de dragagens, quer pelo aumento de volume de material necessário para a execução da obra. Contudo, esta hipótese deve ser sempre analisada pois o ganho em estabilidade pode justificar o aumento no primeiro investimento. É necessário comparar os custos de primeiro investimento com os custos de manutenção e reparação, estimados para a vida útil da estrutura, apesar das dificuldades inerentes à sua quantificação.

Como já foi também referido anteriormente, quanto maior for o coeficiente de reflexão da estrutura mais nefastos serão os efeitos das erosões localizadas. Em estruturas em taludes, apesar do valor deste coeficiente ser inferior ao das estruturas verticais, são sempre esperadas algumas reflexões que provocam o aumento da altura de onda, turbulência e velocidade do escoamento nas proximidades da estrutura (Taveira-Pinto *et al.*, 2006). Assim, uma medida de protecção genérica será reduzir o seu coeficiente de reflexão, utilizando taludes mais suaves. Esta opção colide, no entanto, com o aumento do volume de material necessário para a execução da obra, podendo aumentar significativamente o custo da obra. O impacto da obra no meio em que se insere deve ser também considerado. Se esta foi dimensionada para aumentar uma praia com elevados índices de ocupação no Verão, um aumento da dimensão da estrutura pode reduzir a sua atractividade, motivando reacções de repúdio por parte das populações. Outro aspecto negativo deve-se ao facto da maior capacidade do equipamento necessário para a colocação dos blocos, uma vez que os blocos têm de ser colocados a uma distância superior do coroamento. Para distâncias elevadas poderá ter de ser necessária a sua colocação por mar (Veloso-Gomes, 2007a). Apesar disto, em função dos valores mais comuns para a inclinação dos taludes deste tipo de estruturas recomenda-se a utilização de taludes com inclinação 2:1 ou 3:2 em detrimento de 1:1. Desta forma, será de esperar uma redução na intensidade do fluxo estacionário em frente da estrutura, reduzindo os danos sofridos por esta. Para além disto o aumento da largura da base da estrutura deverá produzir um efeito favorável uma vez que conduz à redução do valor do número de KC.

Outra forma de reduzir o coeficiente de reflexão é através da utilização de blocos com aberturas que permitam uma maior dissipação da energia da agitação (Whitehouse, 1998). A dissipação da energia da agitação pode ser efectuada através do aumento dos valores da porosidade e permeabilidade das estruturas, melhorando o seu desempenho hidráulico. A dissipação é normalmente efectuada através da percolação da água pelos vazios entre os blocos constituintes das diferentes camadas da estrutura e pela turbulência gerada na interacção entre o fluido e a estrutura devido à sua rugosidade. No entanto a porosidade e permeabilidade das estruturas encontram-se tabeladas em função das características dos blocos utilizados, encontrando-se em grande parte dependente das condições de construção, não sendo possível definir com precisão um valor para esta característica das estruturas (Taveira-Pinto, 2006b).

A escolha dos blocos para o manto resistente obedece a critérios hidráulicos e estruturais. A estabilidade do manto resistente, e logo de toda a estrutura, depende da capacidade desta camada resistir à acção da agitação, pelo que o critério estrutural é predominante em relação ao hidráulico. Actualmente os blocos mais utilizados são os blocos cúbicos antifer, devido à sua elevada resistência

estrutural, apesar, de do ponto de vista hidráulico, o seu desempenho ser inferior ao dos tetrápodes ou dos dolos (Taveira-Pinto, 2006b).

Relativamente aos tetrápodes, estes foram muito utilizados devido ao seu bom desempenho hidráulico e redução do volume de material necessário para a sua execução. Contudo, estes blocos possuem um fraco desempenho estrutural, uma vez que partem com relativa facilidade quando expostos a condições de agitação agressivas, como é o caso da costa portuguesa. A resistência global da estrutura depende do enbricamento entre os blocos e não apenas da resistência de cada um considerado isoladamente, pelo que ao quebrarem aumentam a possibilidade de ocorrer a rotura da estrutura (Taveira-Pinto, 2006b).

Em relação aos dolos, desde o incidente em Sines que este tipo de blocos deixou de ser considerado para o dimensionamento de estruturas em talude. Assim, apesar de a utilização de blocos com um desempenho hidráulico melhor contribuir para uma redução dos efeitos das erosões localizadas, conduzirá certamente a um aumento dos danos sofridos, podendo conduzir à rotura da estrutura.

Relativamente à rugosidade, um aumento desta traduz-se num aumento da turbulência o que poderá conduzir a uma superior dissipação da energia da agitação incidente, o que conduziria ao enfraquecimento dos mecanismos físicos responsáveis pelos fenómenos erosivos. No entanto, o desarranjo do manto resistente provocaria um aumento drástico do impacto paisagístico, Figura 5.1, já que uma estrutura com os taludes perfeitamente alinhados produz um impacto visual bastante inferior, aumentando a aceitação por parte das populações (Veloso-Gomes, 2007a). Para além desta questão o ganho em estabilidade não é um dado adquirido, uma vez que a interacção entre a agitação e as superfícies rugosas das estruturas ainda não é dominada pelo conhecimento actual, assim como o facto do aumento de turbulência não conduzir necessariamente ao efeito desejado.



Figura 5.1 – Diferença entre o impacte visual de uma estrutura com o manto desarranjado e reperfilado.

Uma solução que continua a ser utilizada com sucesso em ambientes marítimos pouco energéticos é a colocação de sacos de areia, como proteção da base do talude das estruturas. No entanto, para além da limitação relativamente à energia da agitação incidente existe igualmente a questão da durabilidade dos próprios sacos.

Actualmente a solução mais promissora para zonas costeiras muito energéticas é a utilização de dispositivos de dissipação de energia. Reduzindo a energia incidente na estrutura reduz-se o potencial de transporte do escoamento, ao mesmo tempo que, caso existam sedimentos em trânsito, se aumenta o potencial de deposição. Assim, para além de permitir uma protecção efectiva contra o fenómeno erosivo, pode resultar num aumento do volume de sedimentos depositos na zona próxima da estrutura

funcionando como protecção, quando ocorrem temporais, podendo contribuir para a estabilização de toda a zona costeira (Whitehouse, 1998). Estes dispositivos de dissipação de energia são normalmente materializados sob a forma de quebramares submersos. Um bom exemplo da aplicação deste tipo de solução é o quebramar Norte do Porto de Leixões, onde através da implantação de um quebramar submerso se conseguiu aumentar a estabilidade do manto resistente emerso e uma redução da ocorrência de galgamentos (Veloso-Gomes *et al.*, 2007d). A cabeça das estruturas será a secção onde a utilização deste tipo de dispositivo poderá ser considerada, no entanto, devido à acção das maiores alturas de onda a estrutura imersa sofreria danos constantes, necessitando de operações de reparação frequentes.

Uma solução possível para algumas zonas é o aumento da resistência do solo de fundação executando operações de dragagem e enchendo as trincheiras resultantes com material que resista às acções da agitação, correntes ou à sua acção conjunta, ficando a estrutura fundada numa camada de enrocamento, melhorando substancialmente a sua estabilidade, Figura 5.2.

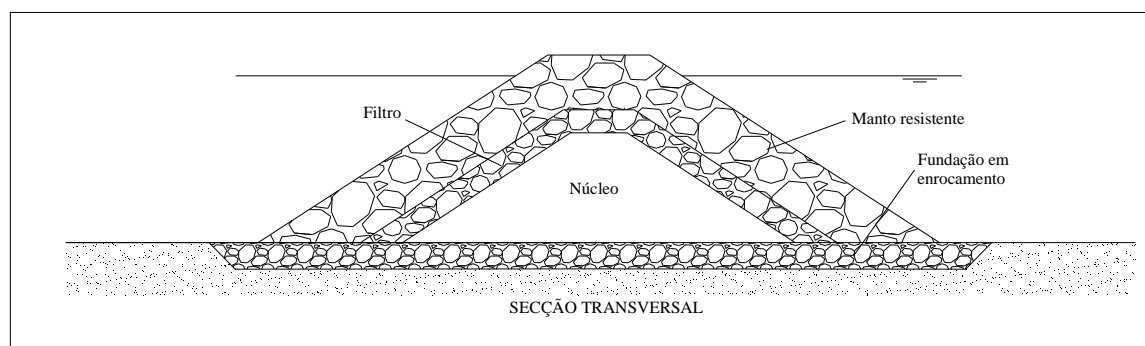


Figura 5.2 – Secção transversal de um esporão com fundação em enrocamento.

No entanto não existe consenso em relação às dimensões destas trincheiras, comprimento e profundidade, ou ao peso dos blocos constituintes. Contudo, o ganho em estabilidade é uma realidade pelo que esta opção deverá ser equacionada durante a execução dos projectos.

Esta solução é utilizada em estruturas verticais, uma vez que estas não possuem a flexibilidade das estruturas em talude, no entanto o tratamento da fundação é normalmente executado através da colocação de uma camada de blocos sob o solo aluvionar, formando uma estrutura mista, Figura 5.3.

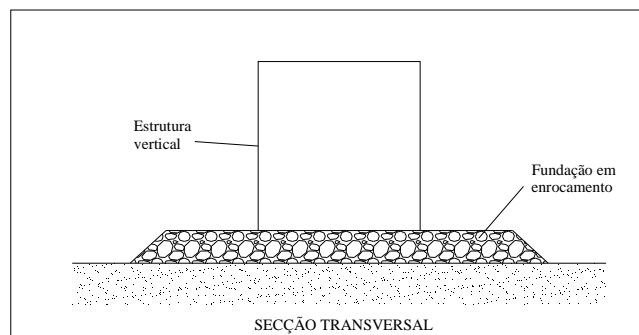


Figura 5.3 – Secção transversal de uma estrutura mista.

Finalmente a forma de defesa contra os efeitos das erosões localizadas mais utilizada actualmente e sobre a qual incidem vários estudos trata-se da utilização de bermas ou banquetas de protecção. A Figura 5.4 ilustra um perfil tipo de uma estrutura em taludes com banquetas de protecção.

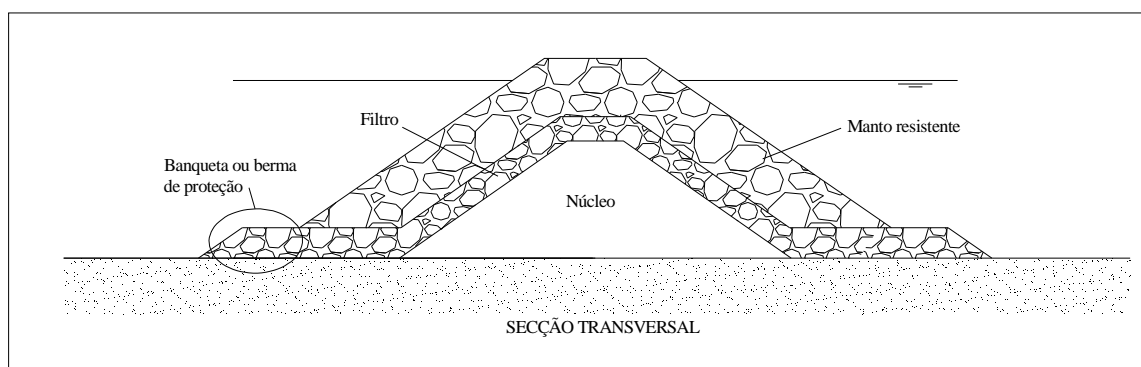


Figura 5.4 - Secção transversal de um esporão com berma de protecção.

Apesar do consenso relativamente ao facto destas bermas constituírem actualmente, a melhor defesa contra as erosões localizadas, a definição das suas características, comprimento, cota, peso dos blocos constituintes e número de camadas, continua longe de ser pacífica. Existem estudos que permitiram chegar a leis empíricas e semi-empíricas para definir as características destas bermas. No entanto, a experiência de intervenções passadas de sucesso continua a ser o método mais utilizado e o que apresenta os melhores resultados (Burchart *et al*, 2001).

Os vários autores concordam que o comprimento da banqueta deverá ser igual ao comprimento do maior fosso erosivo que se formaria caso esta não existisse, no entanto, a definição desta grandeza não é consensual. Alguns autores definem ainda os conceitos de protecção total e parcial, o que, não parece uma definição correcta uma vez que a única protecção total será fundar a estrutura em rocha e todas as restantes soluções apenas reduzem os efeitos das erosões localizadas.

As bermas de protecção devem ser estáveis contra a acção das ondas e correntes e ser suficientemente flexíveis para se adaptarem ao perfil irregular dos fundos aluvionares oceânicos. A composição dos fundos pode obrigar a algumas configurações especiais de fundação, caso se trate de um fundo inclinado, aluvionar ou rochoso, os blocos da banqueta podem deslocar-se imediatamente após a sua colocação, não cumprindo a sua função. Caso o solo seja aluvionar, Burchart *et al*. (2001) recomendam a execução de uma trincheira e do nivelamento do solo de fundação, de forma a estabilizar a banqueta. Caso o fundo seja rochoso pode ser executada uma ancoragem dos blocos da primeira camada da berma, no entanto esta solução é bastante incomum não existindo exemplos práticos da sua aplicação.

Em relação a obras longitudinais aderentes em talude existem várias formas de proteger a sua base em zonas onde seja previsível a ocorrência de erosões localizadas. As características da protecção são definidas em função da profundidade prevista para o fosso erosivo e a sua configuração deve ser escolhida em função das condições hidrodinâmicas da zona, condições de fundação, do tipo de obra aderente e através da análise de exemplos passados de sucesso (Burchart e Hughes, 2001), Figura 5.5 a Figura 5.8.

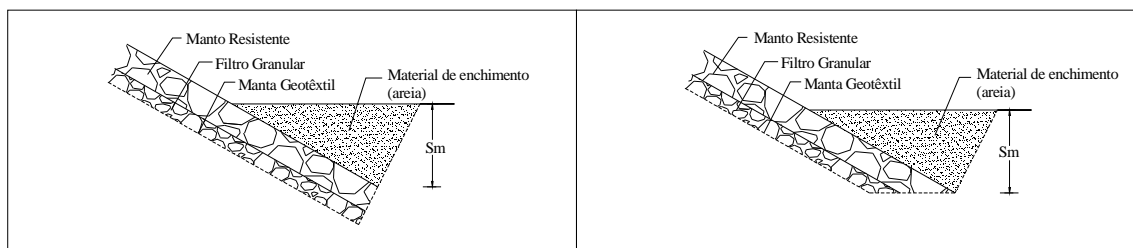


Figura 5.5 – Esquema de protecção da base do talude de obras aderentes em enrocamento (Burchart e Hughes, 2001).

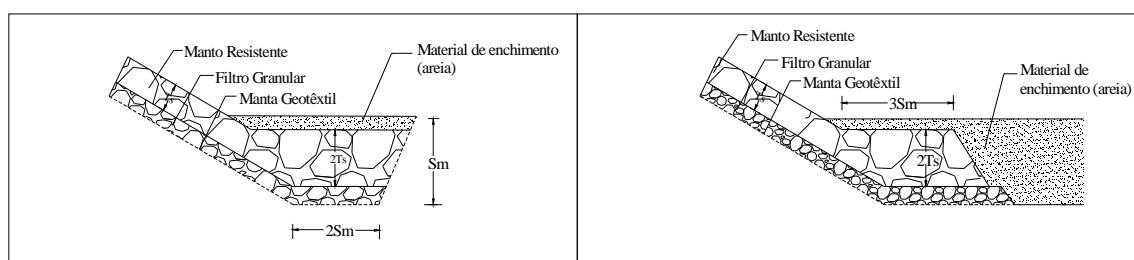


Figura 5.6 - Esquema de protecção em banquetta da base do talude de obras aderentes em enrocamento (Burchart e Hughes, 2001).

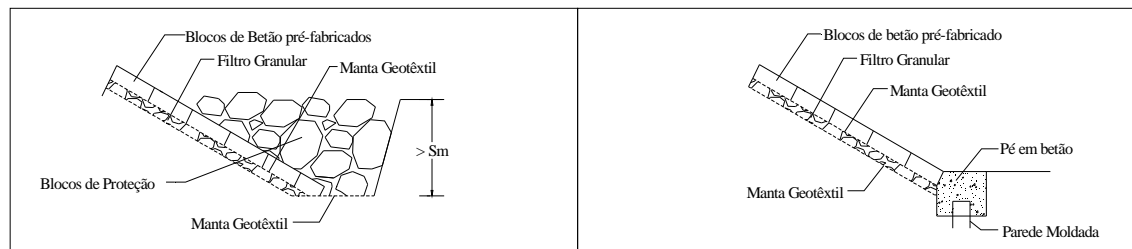


Figura 5.7 - Esquema de protecção da base do talude de obras aderentes em blocos pré-fabricados de betão (Burchart e Hughes, 2001).

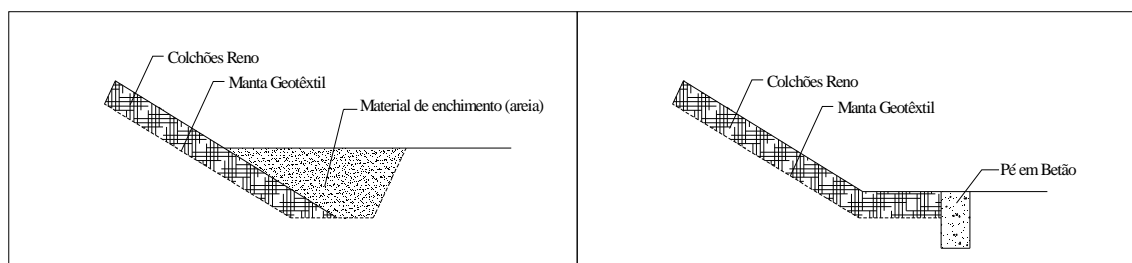


Figura 5.8 - Esquema de protecção da base do talude de obras aderentes em colchões reno (Burchart e Hughes, 2001).

Em geral é adoptada uma protecção mais simples utilizando apenas uma berma, Figura 5.6, por vezes conjugada com a colocação de areias ou com a execução de uma fundação de enrocamento. As características das bermas devem ser definidas em função da estabilidade pretendida, isto é, caso se pretenda um nível de estabilidade próximo do total é necessária a execução de ensaios em modelo reduzido, 2D ou 3D, reproduzindo as condições a que a estrutura estará sujeita durante a sua vida útil, permitindo a definição das características necessárias para assegurar a estabilidade pretendida (Burchart e Hughes, 2001). A estabilidade da banquetta é importante pois dela depende igualmente a estabilidade do manto resistente, uma vez que o deslocamento dos blocos da banquetta provocam o deslizamento dos blocos da risberma, caso exista, seguindo-se os do manto resistente reduzindo a resistência da estrutura contra os efeitos da agitação incidente (Taveira-Pinto *et al.*, 2006), Figura 5.9.

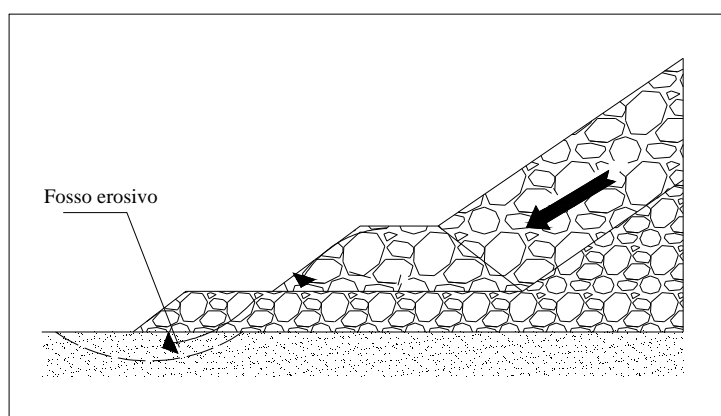


Figura 5.9 - Deslizamento dos blocos do manto resistente devido ao efeito das erosões localizadas, pormenor da base do talude da estrutura.

Burchart *et al.* (2001) sugerem algumas aproximações empíricas que permitem ter uma ideia sobre a ordem de grandeza de algumas características da berma de protecção como: a altura, o comprimento mínimo e as dimensões dos blocos a utilizar. No entanto estas leis são extremamente simples pelo que não devem ser utilizadas em fases avançadas do projecto, apenas permitem uma ideia geral da intervenção a efectuar:

- Altura \rightarrow 0,6 a 1,0 metros (2 a 3 blocos);
- Comprimento mínimo = 1,5 metros;
- Diâmetro mínimo dos blocos de enrocamento = 0,3 metros.

No entanto os autores definem, igualmente de forma muito simplificada, algumas condições de aplicabilidade destas leis. Assim, não podem ser utilizadas quando a profundidade da água for menor que duas vezes a máxima altura de onda que poderá atingir a estrutura sem rebentar ou quando a estrutura possuir um coeficiente de reflexão igual ou superior a 0,25.

Caso se tratem de estruturas verticais, os autores sugerem que se adopte para o comprimento da banquetta o maior valor obtido através da aplicação das seguintes formulações:

$$l = \frac{d_e}{\tan(45^\circ - \varphi/2)} \approx 2,0e \quad (5.1)$$

$$l = 2,0H \text{ ou } l = 0,4S_m \quad (5.2)$$

em que l representa o comprimento da berma de proteção, e a cota do fundo da berma em relação à cota do solo antes da intervenção, φ o ângulo de atrito interno do solo e S_m a profundidade máxima de erosão prevista para o pé de talude da estrutura. A espessura da banqueteta deve ser no mínimo igual ao diâmetro de dois blocos, ou seja duas fiadas de blocos.

Relativamente ao peso dos blocos, este deve ser calculado em função das condições hidrodinâmicas, não existem no entanto, muito métodos passíveis de serem aplicados, sendo os mais comuns apresentados na parte final deste capítulo.

Sumer e Fredsøe (1997) testaram o efeito de uma camada de proteção para a cabeça de uma estrutura vertical, concluindo que o aumento do comprimento da mesma reduz o aparecimento do fosso erosivo. Os autores efectuaram ainda uma análise de sensibilidade relativamente à influência do número de camadas da banqueteta concluindo, que não se trata de um parâmetro importante.

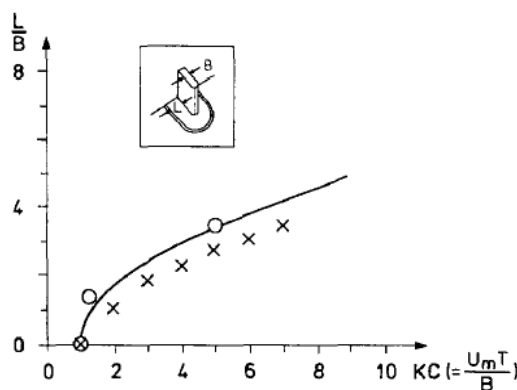


Figura 5.10 - Comprimento da banqueteta de proteção necessária na cabeça de um quebramar vertical. x dimensão média dos turbilhões de esteira; o profundidade do fosso erosivo ($S/B \leq 0,01$) (Sumer e Fredsøe, 1997).

No entanto a conclusão acerca da importância do número de camadas é contrariada por um estudo posterior dos mesmos autores. Assim, em função dos resultados obtidos, é sugerida a expressão empírica seguinte para o cálculo do comprimento da berma de protecção:

$$\frac{l}{B} = 1,75\sqrt{(KC - 1)} \quad (5.3)$$

Recorrendo à teoria linear de ondas a expressão pode ser escrita do seguinte modo:

$$l = 1,75B \sqrt{\left[\frac{\pi H}{B \sinh(kh)} - 1 \right]} \quad (5.4)$$

No entanto os autores recomendam alguma atenção na aplicação destas formulações, já que foram obtidas através da consideração da agitação regular com incidência perpendicular, não considerando

diversos parâmetros presentes no protótipo como: a existência de correntes, a forma da cabeça ou a variabilidade do ângulo de incidência da agitação.

Os mesmos autores continuando os seus estudos destes fenómenos erosivos nas cabeças das estruturas, chegaram a uma nova expressão desta vez para o comprimento de uma banquetta de protecção para a cabeça de uma estrutura em taludes, sob a acção da agitação irregular (Fredse e Sumer, 1997). Foram efectuados testes contemplando duas situações distintas:

1. Protecção total contra as erosões ($S/B=0$);
2. Permitindo um desenvolvimento do fosso erosivo de cerca de 1% da dimensão característica da estrutura ($S/B=0,01$).

Os resultados obtidos indicam as profundidades máximas do fosso erosivo em função dos diferentes comprimentos da banquetta de protecção, Figura 5.11, e a dimensão da banquetta necessária para verificar os limites da dimensão do fosso erosivo (1) e (2) acima indicados, Figura 5.12.

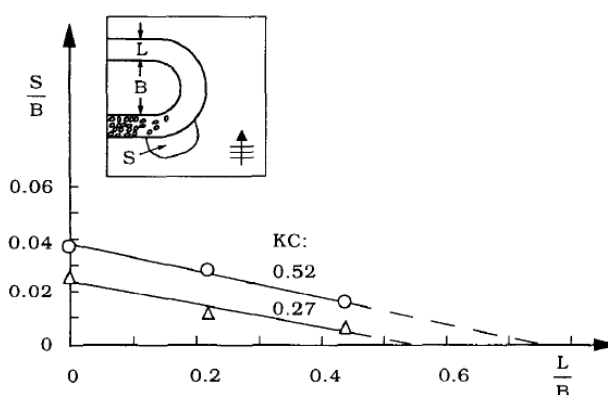


Figura 5.11 – Profundidade máxima do fosso erosivo na cabeça de um quebramar de taludes em função do comprimento da banquetta de protecção e do número de Keulegan-Carpenter (Fredse e Sumer, 1997).

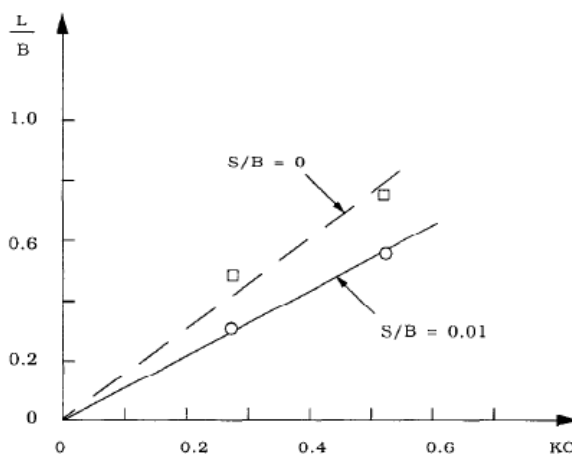


Figura 5.12 - Comprimento da berma de protecção em função do número de Keulegan-Carpenter (Fredse e Sumer, 1997).

Em função dos resultados obtidos e ilustrados na figura anterior, os autores deduziram a seguinte expressão, cuja aplicação deve ser feita com cuidado:

$$\frac{l}{B} = A_1 K C_{SF} \quad (5.5)$$

$$S/B = 0 \rightarrow A_1 = 1,5 \quad (5.6)$$

$$S/B = 0,01 \rightarrow A_1 = 1,1 \quad (5.7)$$

No entanto, como já foi referido, estes conceitos de protecção parcial e total não são correctos. Para além disto trata-se de uma formulação muito simples para um problema deveras complexo. Considerando a opção (2) para valores elevados de B a profundidade do fosso erosivo pode atingir valores muito elevados. Finalmente, os autores chamam a atenção para o facto de ocorrerem infraescavações na zona limite da berma de protecção, contribuindo para a redução da sua estabilidade, ocorrendo o deslocamento dos blocos para dentro do fosso (Fredsoe e Sumer, 1997). Recorrendo à teoria linear de ondas, a expressão (5.5) para o cálculo do comprimento da berma de protecção pode ser determinado da seguinte forma:

$$\frac{l}{H_s} = \frac{A_2}{\sinh(kh)} \quad (5.8)$$

$$S/B = 0 \rightarrow A_2 = 3,3 \quad (5.9)$$

$$S/B = 0,01 \rightarrow A_2 = 2,4 \quad (5.10)$$

Esta expressão foi deduzida em função dos resultados verificados para a zona exposta da estrutura porque os autores consideraram esta zona mais crítica, em relação, à extensão em planta do fosso erosivo. Esta conclusão é suportada pelos ábacos de Sumer *et al.* (2005), Figura 4.3 e Figura 4.4.

Em relação à secção corrente de uma estrutura em taludes, foi testada a influência do número de camadas da berma de protecção na redução da ocorrência de erosões localizadas (Sumer e Fredsoe, 2000). Foram testadas duas configurações distintas para a berma de protecção:

1. Berma de protecção com apenas uma camada de blocos;
2. Berma de protecção com várias camadas de blocos.

Depois de vários ensaios concluíram que as erosões ocorrem ao longo de toda a extensão da banquetta e não apenas no seu limite, isto deve-se ao facto da turbulência colocar em suspensão os sedimentos mais finos, provocando a sua saída por entre os vazios existentes entre os blocos de maior dimensão. Após se encontrarem em suspensão os sedimentos são transportados pelo escoamento estacionário,

como foi referido no capítulo 3 (Sumer e Fredsøe, 2000). Assim, as erosões provocam não só o deslizamento dos blocos como o seu assentamento, um deslocamento horizontal e vertical.

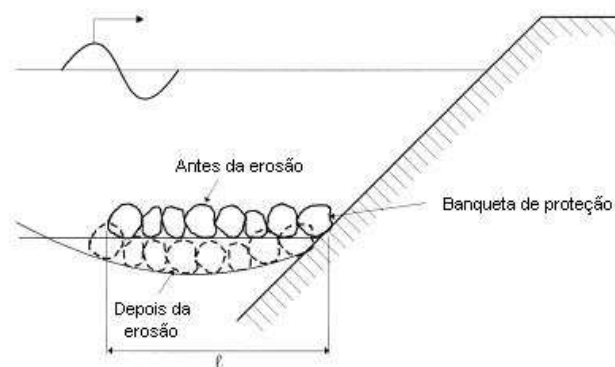


Figura 5.13 – Perfil inicial e final da banquetta de protecção composta por uma camada de blocos (Sumer e Fredsøe, 2000).

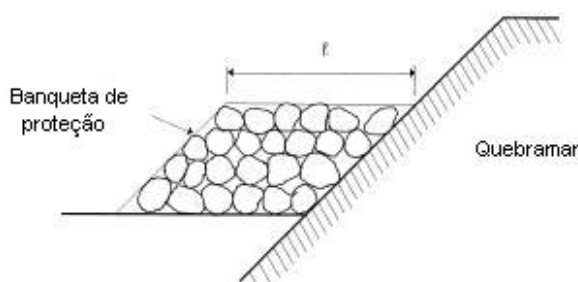


Figura 5.14 - Perfil inicial da banquetta de protecção composta por várias camadas de blocos (Sumer e Fredsøe, 2000).

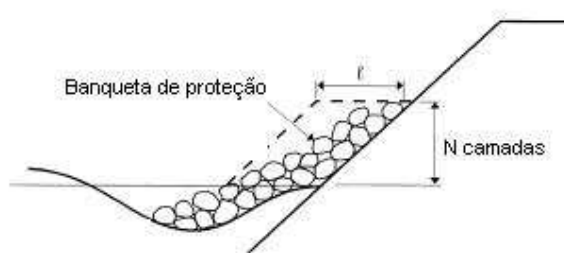


Figura 5.15 - Configuração da banquetta de protecção composta por várias camadas de blocos (Sumer e Fredsøe, 2000).

Os autores concluíram ainda que este deslizamento de blocos ocorre aos poucos, devido à acção das várias ondas incidentes, e não de forma abrupta como se de uma avalanche se tratasse, deslocando os blocos lentamente para dentro do fosso erosivo formado no seu limite. Este deslocamento sofrido pelos blocos contribuiu para a estabilização das dimensões do fosso erosivo, logo possui um efeito

favorável na redução da intensidade do fenómeno erosivo, pelo que não é aconselhável o reperfilamento das bermas. No entanto esta situação deve ser analisada com atenção, uma vez que ao provocar o deslocamento dos blocos da berma, pode ser induzido o deslizamento os blocos do manto resistente, Figura 5.9, algo muito comum no protótipo, logo é necessário controlar o valor máximo da profundidade de erosão de forma a não colocar em perigo a estabilidade da estrutura (Sumer e Fredsøe, 2000).

Sumer e Fredsøe (1997), contradizendo os seus estudos anteriores, indicam que o aumento do número de camadas da banquetta provoca uma redução da profundidade do fosso erosivo, com a alteração da posição dos blocos a possuir um efeito favorável. Estas conclusões são suportadas pelos resultados ilustrados na Figura 5.16, em que N representa o número de camadas constituintes da banquetta:

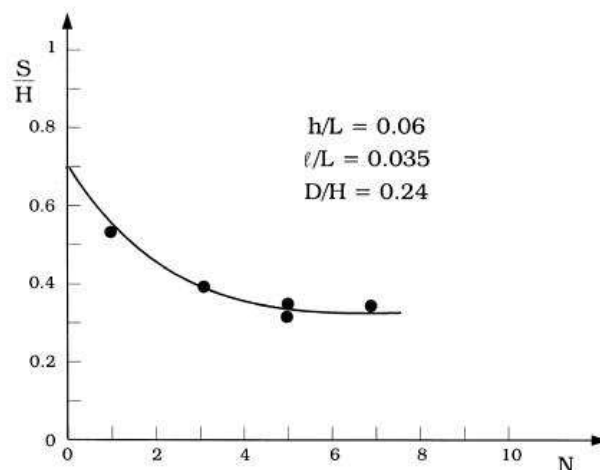


Figura 5.16 – Influência do número de camadas no comportamento da banquetta de protecção (Sumer e Fredsøe, 2000).

Através da análise da figura anterior é possível concluir que a partir de um certo número de camadas, a profundidade máxima do fosso erosivo mantém-se constante. Logo, para otimizar o dimensionamento da berma de protecção seria necessário conhecer este valor, no entanto não é possível extrapolar os resultados de forma pacífica para o protótipo.

Sumer *et al.* (2005) em função dos resultados obtidos nos ensaios desenvolvidos neste trabalho e nos obtidos por Sumer e Fredsøe (2000) propuseram a seguinte expressão para o cálculo do comprimento da berma de protecção:

$$l = a \frac{L}{4} \quad (5.11)$$

$$a = 1 - \frac{mh}{L/4} \quad (5.12)$$

em que L representa o comprimento de onda, h a profundidade da água na base do talude da estrutura, l/m representa a inclinação do talude da estrutura. No fundo trata-se da extensão máxima prevista para o fosso erosivo, caso não existisse a camada de protecção. A expressão é válida para estruturas emersas e submersas (Sumer *et al.*, 2005).

No entanto, os autores salvaguardam que esta expressão é válida apenas para águas pouco profundas. Estas medidas devem ser aplicadas apenas no talude exposto da estrutura, enquanto que para o lado abrigado deverão ser tomadas precauções superiores devido à ocorrência de galgamentos. Ao atingir o talude do lado abrigado a turbulência coloca os sedimentos em suspensão, agravando os fenómenos erosivos. Uma vez que as expressões anteriores foram deduzidas considerando apenas o transporte por arrastamento, é necessário aumentar o peso dos blocos da banquetta de forma a aguentar o efeito da rebentação. Uma solução menos dispendiosa e que poderá conduzir ao resultado pretendido poderá ser a utilização de uma tela geotêxtil, de forma a bloquear a passagem de sedimentos por entre os blocos da banquetta, anulando desta forma o efeito da rebentação. No entanto, continua a ser necessário assegurar a estabilidade dos blocos da banquetta, uma vez que o seu deslocamento ou assentamento pode rasgar o geotêxtil anulando a sua capacidade de protecção contra a saída dos sedimentos mais finos.

Em relação à cabeça da estrutura os autores, baseados nos resultados de vários ensaios efectuados, sugerem as seguintes expressões para o cálculo do comprimento da banquetta de protecção:

$$l_e = l \quad \text{se} \quad \frac{F}{H} > +0,9 \quad (5.13)$$

$$l_e = \left(0,29 \frac{F}{H} + 0,74\right) l \quad \text{se} \quad \frac{F}{H} < +0,9 \quad (5.14)$$

em que l representa o comprimento da banquetta para a protecção total contra as erosões calculado através da expressão deduzida por Fredsøe e Sumer (1997) para estruturas emersas, equação (5.5). Mais uma vez os autores recomendam que do lado abrigado, a protecção seja reforçada, devido à ocorrência de galgamentos, utilizando um coeficiente de segurança. No entanto o seu valor não é especificado.

Myrhaug *et al.* (2004) procuraram aplicar a expressão (5.3) para a definição das características da berma de protecção na cabeça de uma estrutura vertical, considerando-a válida para a acção da agitação irregular e considerando uma aproximação estocástica do problema, cujas aproximações e considerações são idênticas as já referidas em 4. Para facilitar a aplicação desta expressão na sua abordagem foram propostas as seguintes alterações à expressão (5.3):

$$\hat{l} \equiv \frac{l}{A_1 B} = (K C_{rms} \hat{A} - 1)^{0.5}; \quad \hat{A} \geq A_1 = \frac{1}{K C_{rms}} \quad (5.15)$$

em que \hat{l} representa o comprimento adimensional da berma de protecção para a cabeça de uma estrutura vertical e \hat{A} representa a amplitude orbital junto ao leito adimensional, calculado segundo a expressão (4.35). O comprimento médio esperado da camada de protecção para uma estrutura vertical sob acção das n maiores alturas de onda com probabilidade de excedência $1/n$, é definido da seguinte forma:

$$E[\hat{l}(\hat{A})|\hat{A} > \hat{A}_{1/n}] = n \int_{\hat{A}_{1/n}}^{\infty} \hat{l}(\hat{A})p(\hat{A})d\hat{A} \quad (5.16)$$

em que $\hat{A}_{1/n}$ representa a amplitude do movimento orbital adimensional para as n maiores alturas de onda incidentes e $p(\hat{A}_{1/n})$ a função densidade probabilidade da amplitude do movimento orbital adimensional para as n maiores alturas de onda incidentes. Para a cabeça de uma estrutura em taludes, seguindo um raciocínio análogo, mas utilizando a expressão (5.5), o cálculo do comprimento da banquetta de protecção pode ser efectuado pela seguinte expressão:

$$\hat{l} \equiv \frac{l/B}{A_1 K C_{rms}} = \hat{A} \quad (5.17)$$

em que \hat{l} representa o comprimento adimensional para a berma de protecção para a cabeça de uma estrutura em taludes. Sendo que o seu comprimento médio esperado para acção das n maiores ondas com probabilidade de excedência igual a $1/n$ pode ser definido da seguinte forma:

$$E[\hat{l}(\hat{A})|\hat{A} > \hat{A}_{1/n}] = n \int_{\hat{A}_{1/n}}^{\infty} \hat{l}(\hat{A})p(\hat{A})d\hat{A} \quad (5.18)$$

Note-se que a passagem da equação (5.3) para a equação (5.15) e da equação (5.5) para a equação (5.16), se deve à alteração da definição do número de KC visto que no método estocástico é definido em função do valor da raiz média quadrática da velocidade da agitação e do período máximo dos zeros ascendentes.

No entanto este método é bastante complicado de aplicar, pelo que Myrhaug *et al.* (2004) procuraram definir um método mais pragmático baseado na definição estocástica das variáveis. De forma sucinta, através de uma série de tentativas, os autores procuraram a melhor forma de definir o número de KC que reproduzisse o estado de agitação pretendido, sem recorrer às expressões (5.16) e (5.18). A melhor aproximação resulta da consideração do número de KC para a média do terço e para a média do décimo superior das alturas de onda incidentes, obtidas através de uma distribuição de Rayleigh. Os números alternativos de KC propostos, podem são definidos da seguinte forma:

$$KC_{1/n} = \frac{E[U_{1/n}]T_z}{B} = \frac{2\pi E[A_{1/n}]}{B} ; n = \{3, 10\} \quad (5.19)$$

em que $KC_{1/n}$ representa o número de Keulegan-Carpenter calculado para a média do terço e para a média do décimo superior das alturas de onda incidentes e $U_{1/n}$ a velocidade orbital máxima junto ao leito para a média do terço e para a média do décimo superior das alturas de onda incidentes. Considerando que as variáveis U e A para a média do terço e décimo superior podem ser obtidas através de uma distribuição de Rayleigh, os números de KC pretendidos podem ser definidos em função do valor da sua raiz média quadrática:

$$KC_{1/n} = (1,42 ; 1,80)KC_{rms} ; n = (3, 10) \quad (5.20)$$

Considerando novamente que as fórmulas definidas para a agitação regular podem ser utilizadas para a incidência da agitação irregular, os autores definiram as seguintes expressões para o cálculo do comprimento da berma de protecção para a cabeça de uma estrutura vertical:

$$\frac{l}{B} = C (KC_{1/n} - r)^{0,5} \text{ para } KC_{1/n} \geq r; \quad (5.21)$$

com

$$(C; r) = (1,75; 1) \text{ para } KC_{rms} \geq r \quad (5.22)$$

em que,

$$C_{1/n} = (2,09 ; 2,53) , n = (3,10) \quad (5.23)$$

$$r_{1/n} = (0,704; 0,556) , n = (3,10) \quad (5.24)$$

Para uma estrutura em taludes, a expressão para o cálculo do comprimento da berma de protecção, substituindo o valor de KC por $KC_{1/n}$ na expressão de Fredsøe e Sumer (1997) resulta em,

$$\frac{l}{B} = CKC_{1/n} \quad (5.25)$$

$$KC_{1/n} = (1,42; 1,80)KC_{rms} , n = (3,10) \quad (5.26)$$

em que C representa um coeficiente adimensional de valor idêntico a A_1 , definido pelas expressões (5.6) e (5.7).

Para estruturas em taludes os resultados de ambos os métodos coincidem. Isto deve-se ao facto do comprimento adimensional da camada de protecção, \bar{l} , ser igual à amplitude da velocidade orbital junto ao leito adimensional, \hat{A} , equação (5.17). Uma vez que \hat{A} é obtido através de uma distribuição de Rayleigh ambos os métodos coincidem.

Comparando ambos os métodos, o estocástico e o aproximado, os autores concluem que para estruturas verticais, para a média do terço superior das alturas de onda, $n=3$, aplicando o método aproximado para o cálculo do comprimento da camada de protecção obtêm-se valores bastante próximos do método estocástico. Já para a média do décimo superior das alturas de onda, $n=10$, os valores para o comprimento da berma de protecção são superiores, logo o método aproximado apresenta uma estimativa conservativa.

Apesar dos resultados do presente estudo derivarem de ensaios em modelo reduzido, apenas com a acção da agitação incidindo perpendicularmente sobre as estruturas, forma da cabeça circular e com apenas um valor da rugosidade, os autores acreditam que de acordo com os conhecimentos actuais a abordagem estocástica representa uma boa ferramenta para estimar o comprimento da camada de protecção durante a fase de projecto. Quando os fenómenos associados ao transporte em suspensão forem totalmente conhecidos é possível aplicar a mesma metodologia, apresentada anteriormente, para obter o comprimento da berma de protecção.

5.3 PESO DOS BLOCOS

O peso dos blocos constituintes da berma de protecção é definido em função da experiência acumulada ao longo de intervenções executadas com sucesso. No entanto existem alguns métodos resultantes de ensaios em modelo reduzido que podem também servir como linhas orientadoras para a sua definição. O parâmetro fundamental neste dimensionamento é o parâmetro de estabilidade N_s , que representa o número de blocos da berma de protecção deslocados (Burchart e Hughes, 2001). No entanto, a sua definição é ambígua uma vez que em protótipo é muito difícil prever de forma precisa o número de blocos deslocados durante um temporal, ou pela acção de vários temporais que podem ocorrer em intervalos de tempo reduzidos.

Um método normalmente utilizado é a consulta de um ábaco definido em função dos ensaios em modelo reduzido executados por Markle (1989), Figura 5.17 (Burchart e Hughes, 2001).

Estes resultados foram obtidos com base em ensaios em modelo reduzido considerando a agitação regular, incidindo perpendicularmente sobre a estrutura e com a ocorrência da rebentação das ondas sob a berma. Este ábaco permite estimar o peso dos blocos da berma em função da estabilidade pretendida e da relação entre a profundidade mínima sob a berma, h_b , e a profundidade de água máxima prevista, h . De forma a tornar o dimensionamento económico, conhecida a flexibilidade das estruturas em enrocamento, são permitidos deslocamentos de blocos, não colocando em causa a estabilidade global da berma de protecção. As estruturas utilizadas nos ensaios foram: estruturas verticais fundadas em solos aluvionares, Figura 5.18, estruturas em talude fundadas em solos aluvionares, Figura 5.19, e estruturas verticais fundadas em enrocamento, Figura 5.20. (Burchart e Hughes, 2001).

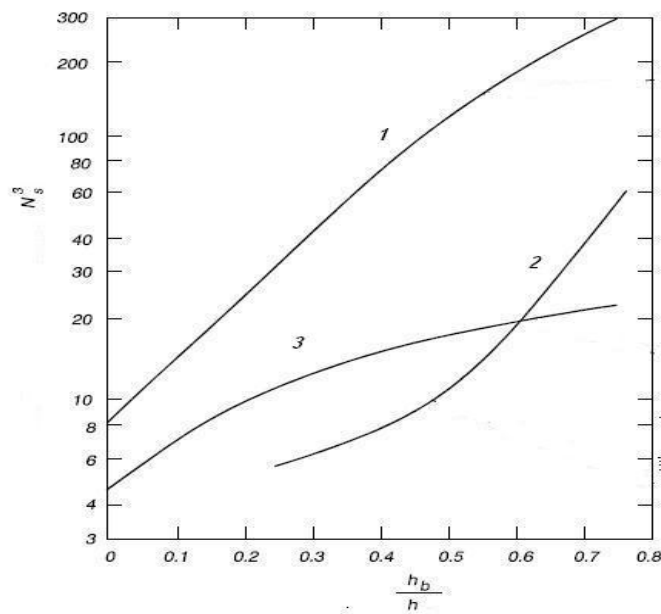


Figura 5.17 – Estabilidade da berm de proteção: 1 – berm de proteção em enrocamento em estruturas verticais fundadas em solos aluvionares; 2 – berm de proteção composta por duas camadas para estruturas em talude; 3 – fundação de enrocamento em estruturas verticais (Burchart e Hughes, 2001).

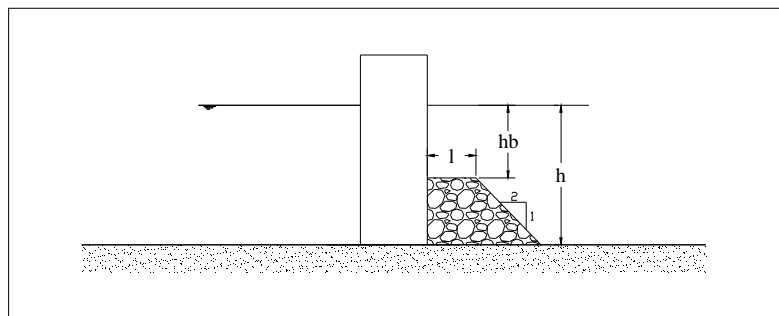


Figura 5.18 – Estrutura vertical fundada em solos aluvionares considerada nos ensaios de Marckle (1989) (Burchart e Hughes, 2001).

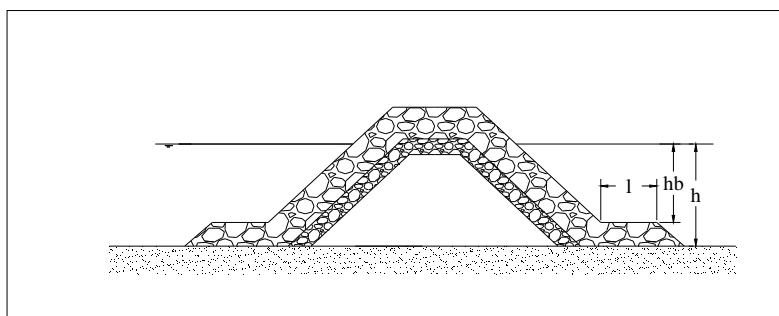


Figura 5.19 - Estrutura em talude fundada em solos aluvionares considerada nos ensaios de Marckle (1989) (Burchart e Hughes, 2001).

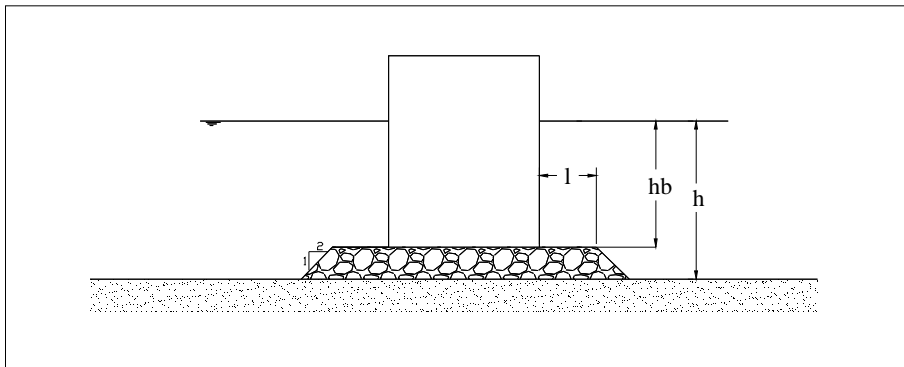


Figura 5.20 - Estrutura vertical fundada em enrocamento, considerada nos ensaios de Marckle (1989) (Burchart e Hughes, 2001).

As inclinações das bermas foram consideradas 2:1 em todos os ensaios, sendo a largura das bermas variável consoante a estrutura ensaiada, assim:

- (1) - Estrutura vertical fundada em solos aluvionares: $l=0,4h$
- (2) - Estrutura em talude fundada em solos aluvionares $l=0,4h$
- (3) - Estrutura vertical fundada em enrocamento: $l=3t$ m que $t=(W_{50}/\gamma_s)$, e W_{50} representa o peso médio dos blocos do manto resistente e γ_s o seu peso específico.

Em função dos resultados obtidos é proposta a seguinte expressão para o cálculo do parâmetro de estabilidade da berma de protecção:

$$N_s = \frac{H}{(s'-1)D_{n50}} \quad (5.27)$$

com

$$s' = \frac{\rho'_s}{\rho} \quad (5.28)$$

em que D_{n50} representa o lado de um cubo cujo peso seja equivalente ao dos blocos de enrocamento da berma de protecção e ρ'_s a massa volúmica dos blocos. Este método permite para cada caso estimar o peso dos blocos da berma de protecção através da estabilidade pretendida. As curvas da Figura 5.17 foram obtidas permitindo o deslocamento de blocos, como já foi referido, sendo os danos consentidos aceitáveis, de modo a que o peso dos blocos não seja sobredimensionado. Trata-se de um processo iterativo já que é necessário conhecer a dimensão dos blocos para calcular a espessura da berma e a profundidade sobre esta.

O método mais utilizado é o proposto por Van der Meer et al. (1995), que estima a dimensão dos blocos constituintes da berma de protecção para a secção corrente de estruturas em talude, considerando a massa volúmica dos blocos igual a 2,68 ton/m³:

$$N_s = \frac{H_s}{(s' - 1)D_{n50}} = \left(0,24 \frac{h_b}{D_{n50}} + 1,6\right) N_{od}^{0,15} \quad (5.29)$$

em que N_{od} representa o número de blocos deslocados numa faixa de comprimento D_{n50} do manto resistente, para uma berma com comprimento de 3 a 5 blocos e altura de 2 a 3 blocos. Os valores considerados para este parâmetro são: 0,5 para que os danos sejam reduzidos, 2 para danos aceitáveis e 4 para danos graves. Caso o comprimento da berma seja superior devem ser considerados valores mais elevados deste parâmetro. A expressão é válida para agitação irregular incidindo perpendicularmente sobre a estrutura e para ocorrência e não ocorrência de rebentação. O seu campo de aplicação deve respeitar os limites $0,4 < h_b/h < 0,9$; $0,28 < H_s/h < 0,80$ e $3 < h_b/D_{n50} < 25$.

Burcharth *et al.* (2005) testaram a validade desta expressão em ensaios em estruturas submersas e analisando dados de campo e concluíram que os seus resultados eram satisfatórios.

Finalmente, para o caso de estruturas verticais é sugerida a seguinte expressão para uma berma de proteção formada por duas camadas de blocos de enrocamento:

$$N_s = \frac{H_s}{(s' - 1)D_{n50}} = \left(5,8 \frac{h_s}{h} - 0,6\right) N_{od}^{0,19} \quad (5.30)$$

A expressão é válida para: $s'=1,65$; $0,5 < h_b/h < 0,8$; $0,3 < l/h < 0,55$ e $7,5 < h_b/D_{n50} < 17,5$. O número de blocos deslocados, N_{od} , considerados: 0,5 para o início dos deslocamentos (1-3% dos blocos deslocados), 2 para danos aceitáveis (5-10% de blocos deslocados) e 5 para danos graves (20-30% dos blocos deslocados) (Tørum *et al.*, 2003).

Burcharth *et al.* (2005) estudou igualmente a estabilidade dos blocos de uma risberma formada por blocos paralelepípedos em betão assentes numa berma de protecção em blocos de enrocamento com pesos entre 1 e 2 toneladas, obtendo a partir da equação (5.29) a seguinte expressão para o cálculo do peso dos blocos:

$$N_s = \frac{H_s}{(s' - 1)D_{n50}} = \left(0,4 \frac{h_b}{(s' - 1)D_{n50}} + 1,6\right) N_{od}^{0,15} \quad (5.31)$$

ou de forma alternativa:

$$\frac{H_s}{(s' - 1)D_{n50}} = \frac{1,6}{N_{od}^{-0,15} - 0,4h_b/H_s} \quad (5.32)$$

Em relação a estruturas sob a acção conjunta da agitação e correntes, como é o caso dos quebramares com funções portuárias inseridos na embocadura de rios, a definição da sua estabilidade torna-se mais

complexa, sendo que a estabilidade da protecção pode ser minorada devido à combinação das componentes vectoriais da corrente e da velocidade orbital máxima das partículas das ondas. Para uma incidência normal da agitação, o aumento da velocidade orbital não é significativo. Caso a agitação incida de forma oblíqua na estrutura os problemas podem ser bastante mais graves. Smith (1999) definiu uma metodologia de cálculo da estabilidade da berma de protecção através do método de Marckle (1989) para estruturas em talude, já anteriormente referido. Foi considerada uma estrutura sob a acção da agitação incidindo de forma oblíqua sob a estrutura, segundo ângulos de 70° relativamente à normal à estrutura, conjugada com a acção de correntes de vazante, isto é, com sentido oposto ao da incidência da agitação. As condições de agitação regulares foram novamente consideradas mais gravosas para o desenvolvimento dos fossos erosivos.

O método desenvolvido procura quantificar a influência das correntes actuando ao longo da estrutura e para estados de agitação oblíquos segundo a normal a estrutura, pelo que este método é considerado conservativo quando a agitação incidir de forma normal ou quase normal sob a estrutura, pela clara redução da grandeza da capacidade de transporte longitudinal. Assim, o parâmetro de estabilidade modificado para atender aos efeitos das correntes pode ser calculado da seguinte forma:

$$(N_s)_c = q \left(\frac{U + U_{msw}}{\sqrt{gh}} \right) \quad (5.33)$$

em que

$$U_{msw} = \frac{gH_r T}{2L} \quad (5.34)$$

$$q = 51 \left(\frac{h_b}{h} \right) - 26,4 \quad (5.35)$$

em que U representa a velocidade da corrente de maré, U_{msw} a velocidade orbital máxima em águas pouco profundas e H_r a altura de onda máxima que pode atingir a estrutura sem rebentar. O presente método iterativo executa-se da seguinte forma: calcula-se o parâmetro de estabilidade segundo o método de Marckle (1989) para estruturas em talude, N_s , para um determinado peso dos blocos da berma de protecção. De seguida determina-se o parâmetro de estabilidade modificado $(N_s)_c$. Se $(N_s)_c > N_s$, então o peso dos blocos não é suficiente para assegurar a estabilidade da berma, sendo necessário repetir o processo considerando blocos de peso superior, calculando novos valores de N_s e h_b .

5.4 MEDIDAS DE PROTECÇÃO PARA OUTRAS ESTRUTURAS COSTEIRAS

Para completar a descrição das medidas de protecção contra as erosões localizadas será efectuada apenas uma breve referência para as medidas de protecção utilizadas para pilares verticais e tubagens submersas.

Em relação aos pilares estes devem ser protegidos por blocos de enrocamento, com uma forma similar às banquetas de protecção referidas anteriormente para as estruturas de defesa costeira (Burchart e

Hughes, 2001). Em relação ao número de camadas não existe um consenso geral. No entanto deverão ser várias, de forma a permitir um comportamento flexível da banquetta em relação aos assentamentos e ao deslizamento de blocos devido às erosões nos seus bordos. As dimensões em planta são igualmente variáveis, dependendo em grande parte da dimensão característica do próprio pilar. Uma possibilidade é ilustrada na figura seguinte:

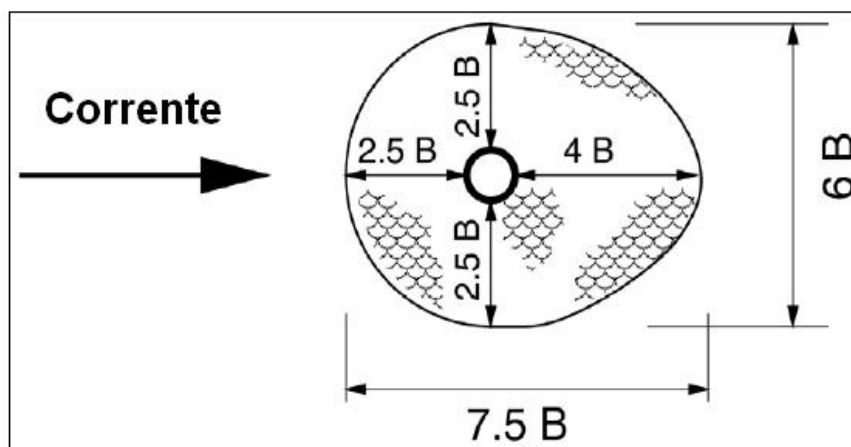


Figura 5.21 – Esquema de proteção para um pilar vertical sob acção de correntes (Burchart e Hughes, 2001).

Para o caso de pilares sob a acção da agitação ou a acção conjunta de correntes e agitação, não existe informação disponível, podem-se usar as mesmas expressões de cálculo definidas para as estruturas de defesa costeira. Sendo que os blocos devem sempre ser estáveis para as tensões de arrastamento máximas da zona onde se encontra implantada a estrutura.

Relativamente às tubagens submersas existem dois métodos possíveis de protecção, consoante a forma como esta se encontrar fundada. Caso se encontre enterrada no fundo, uma boa solução de protecção é enterrá-la até profundidades superiores às do máximo fosso erosivo previsto para a zona. Fora desta zona a profundidade a que se deve enterrar a tubagem de forma a protege-la dos fenómenos erosivos, depende do clima de agitação da zona, da existência ou não de correntes e da possibilidade de ocorrer liquefacção do solo de fundação (Burchart e Hughes, 2001).

Caso se opte por assentar a tubagem directamente no fundo aluvionar uma forma de a estabilizar é utilizar camadas de enrocamento, até uma espessura no mínimo igual a metade do diâmetro da tubagem, Figura 5.22, ou então cobri-la completamente com várias camadas de enrocamento. Neste caso, as primeiras camadas deverão ser de dimensões inferiores, funcionando como filtro, não permitindo a saída dos finos sob os blocos. A camada superior deverá possuir um diâmetro tal que assegure a estabilidade do conjunto sob a acção das várias forças hidrodinâmicas (Burchart e Hughes, 2001).

Caso o local onde a tubagem se encontre inserida seja muito agressivo, enterrar ou cobrir a tubagem com enrocamento pode não ser suficiente para assegurar a sua estabilidade. Nestes casos, uma solução possível, é ancorar a tubagem ao fundo do oceano, mas é necessário que exista um solo rochoso de fundação ou então que a possança da camada aluvionar não seja elevada, permitindo atingir a rocha, o que, de outro modo, tornaria os custos da operação muito elevados (Whitehouse, 1998).

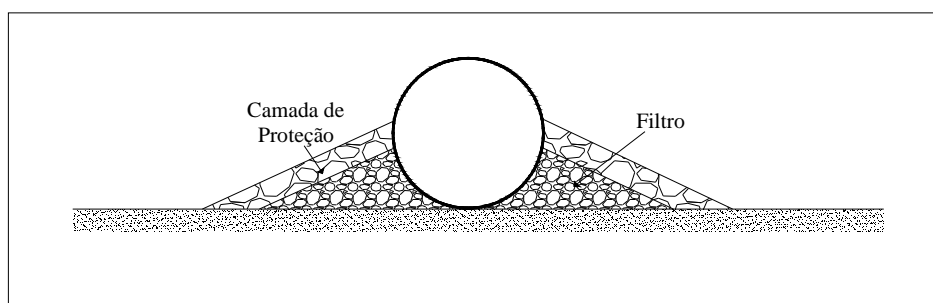


Figura 5.22 - Protecção contra as erosões localizadas através de cobertura parcial da tubagem (Burchart e Hughes, 2001).

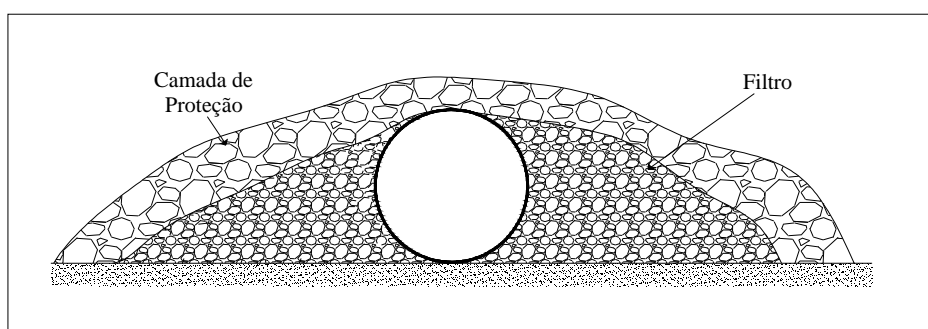


Figura 5.23 - Protecção contra as erosões localizadas através de cobertura total da tubagem (Burchart e Hughes, 2001).

Facilmente se conclui que apesar de todos os estudos, a solução para anular os efeitos das erosões localizadas, ainda não existe uma solução universal e unívoca para o problema, pelo que continua a ser indispensável a execução de campanhas de monitorização das estruturas costeiras, de forma não só a detectar os danos e permitir executar intervenções de reparação atempadas, mas igualmente permitir a recolha de dados que possibilitem um avanço nos estudos efectuados até aqui.

5.5 APLICAÇÃO À COSTA PORTUGUESA

5.5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para a aplicação dos métodos de protecção, tanto para as características de implantação da berma, comprimento e altura, como para o peso dos blocos são válidas as mesmas considerações enumeradas em 4.4.1, relativamente à estrutura tipo, Figura 4.8 e Figura 4.9, e as características da agitação, para a cabeça das estruturas, Quadro 4.5.

5.5.2 COMPRIMENTO DA BERMA DE PROTECÇÃO PARA A CABEÇA DE ESTRUTURAS EM TALUDE

A definição das características da berma de protecção para a cabeça de estruturas em talude foram definidas através da aplicação da expressão (5.8), para ambas as hipóteses possíveis, expressões (5.9) e

(5.10), definidas por Fredsøe e Sumer (1997). Os principais parâmetros responsáveis pelo comprimento da berma de protecção são a altura de onda incidente e o número de onda. O número de onda é função do período de onda, logo: $k_{máx}=f(T_{máx})$, $k_{méd}=f(T_{méd})$ e $k_{min}=f(T_{min})$. As mesmas designações são atribuídas ao comprimento de protecção: $l_{máx}=f(T_{máx})$, $l_{méd}=f(T_{méd})$ e $l_{min}=f(T_{min})$. Os valores do número de onda considerados podem ser consultados no quadro B.1 em anexo.

Os resultados obtidos pela aplicação da expressão (5.8) foram posteriormente confrontados com as recomendações empíricas apresentadas por Burchart *et al.* (2001), baseadas em exemplos passados de sucesso e bastante divulgadas na engenharia costeira.

Os resultados obtidos para o comprimento da berma de protecção tendo em vista, respectivamente, a protecção total, Gráfico 5.1, e a protecção parcial, Gráfico 5.2, contra as erosões localizadas foram:

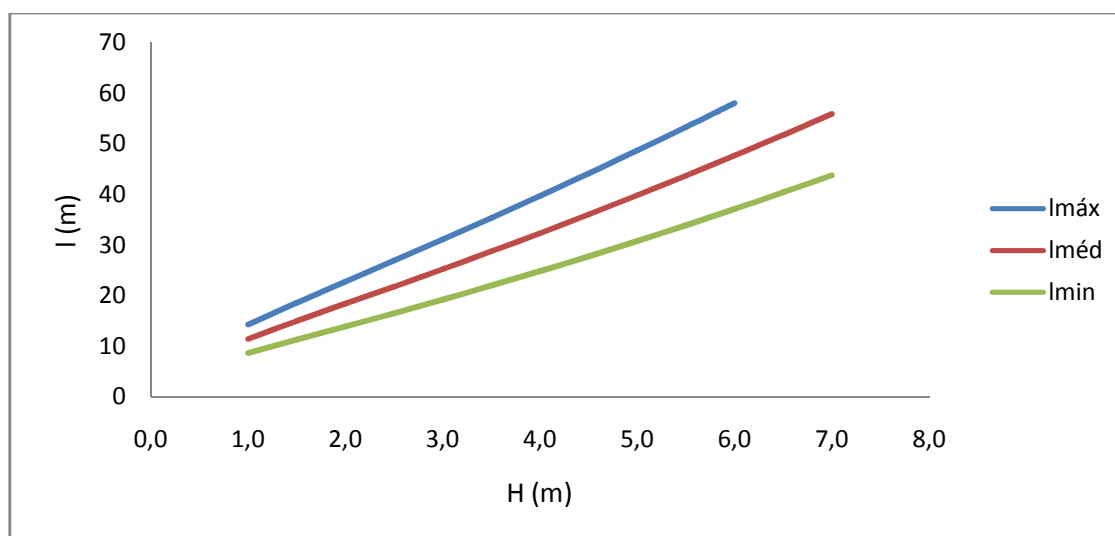


Gráfico 5.1 – Comprimento da berma de protecção para a cabeça de estruturas em talude ($S/B=0$).

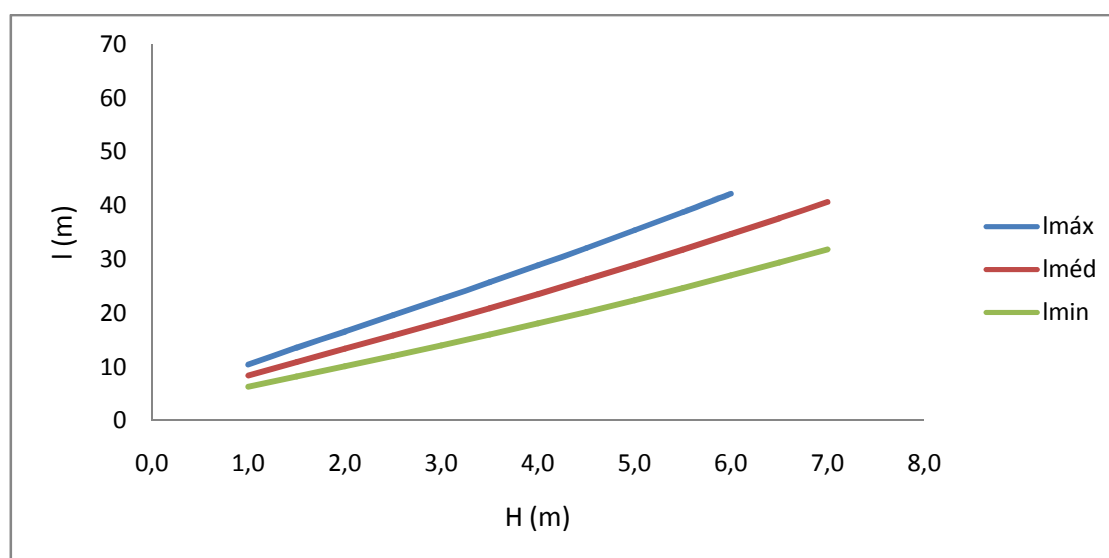


Gráfico 5.2 – Comprimento da berma de protecção para a cabeça de estruturas em talude ($S/B=0,01$).

Os resultados obtidos considerando a protecção total são bastante mais elevados do que os obtidos, para a protecção parcial, permitindo o desenvolvimento de um fosso erosivo com uma extensão de 1% da largura na base do talude da estrutura. O comprimento máximo obtido para a protecção parcial aproxima-se do mínimo obtido para a protecção total. Ocorrerá sempre alguma erosão nos limites da berma, inserida num fenómeno erosivo global, pelo que não sendo possível eliminada a berma deverá permanecer estável e, fundamentalmente, assegurar a estabilidade global da estrutura. Para uma altura de onda incidente de 1 m, o comprimento da berma de protecção é de aproximadamente 10 m, um valor muito elevado.

Por outro lado, os valores do Gráfico 5.1 aproximam-se dos valores máximos previstos para a extensão do fosso erosivo segundo os ábacos de Sumer *et al.* (2005). Nos seus ensaios os autores concluíram que o aumento de KC, mesmo para uma profundidade erosiva próxima de um valor constante, o vórtice de esteira aumenta de dimensão aumentando a zona em erosão. Em protótipo, os mecanismos não são tão simples, mas a extensão dos fossos erosivos ultrapassa, por vezes, o previsto por Sumer *et al.* (2005). Dimensionar uma berma de protecção com estes comprimentos não é exequível do ponto de vista prático. Seria necessária a construção por mar e conduziria a elevados custos. Para além disto, a construção estaria muito dependente das condições de agitação verificadas.

No entanto, Sumer *et al.* (2005), consideram os valores do Gráfico 5.1 como o mínimo, sendo que para valores da relação $F/H < +0,9$, recomendam o aumento do comprimento da berma.

Já Burcharte Hughes (2001) ao abordar o dimensionamento da secção das estruturas em talude referem a necessidade da implantação de uma berma de protecção, mas cujas características mínimas são bastante menos robustas. O comprimento mínimo previsto é de 1,5 m, com uma altura de 2 a 3 blocos (0,6 a 1,0 m). Estas recomendações representam uma abordagem baseada em operações passadas de sucesso, sem no entanto referir as condições hidrodinâmicas da zona de implantação das estruturas monitorizadas. Estas recomendações permitem uma implantação de menor custo inicial, pelo que são normalmente adoptadas como aproximação inicial. Não pode ser permitido uma protecção tão pouco robusta, apesar de dificilmente poder ser implantada uma protecção com os comprimentos definidos pelos gráficos 5.1 e 5.2, uma vez que conduziria a custos de obra proibitivos.

Existem diversos esporões em Portugal (Costa da Caparica EC2, EC3, EC5, EC7, Espinho ou Esmoriz) que foram reconstruídos com um comprimento inferior ao inicial, tendo a extensão danificada próxima da antiga cabeça, ficando a funcionar como berma de protecção com algumas dezenas de metros. Estes exemplos da costa portuguesa parecem ilustrar a necessidade de utilizar comprimentos elevados para as bermas de protecção, procurando reduzir a ocorrência de danos.

5.5.3 COMPRIMENTO DA BERMA DE PROTECÇÃO PARA A SECÇÃO CORRENTE DE ESTRUTURAS EM TALUDE

A previsão do comprimento da berma de protecção para a secção corrente de estruturas em talude será executada através das expressões deduzidas por Sumer *et al.* (2005), expressões (5.11) e (5.12), que são função da inclinação do talude da estrutura e do comprimento de onda local. O comprimento de onda local é função do período, pelo que: $l_{m\acute{a}x}=f(T_{m\acute{a}x})$, $l_{m\acute{e}d}=f(T_{m\acute{e}d})$ e $l_{m\acute{i}n}=f(T_{m\acute{i}n})$. Executou-se uma análise de sensibilidade, de forma a, permitir verificar a influência da inclinação do talude. Consideraram-se as três inclinações mais comuns para estruturas em talude, 1:1, 3:2 e 2:1. A redução da profundidade máxima da erosão poderá não ser acompanhada por uma redução da sua extensão, tal como foi referido para a cabeça das estruturas. Os resultados obtidos, para uma estrutura com taludes inclinados 2:1, podem ser consultados no Gráfico 5.3.

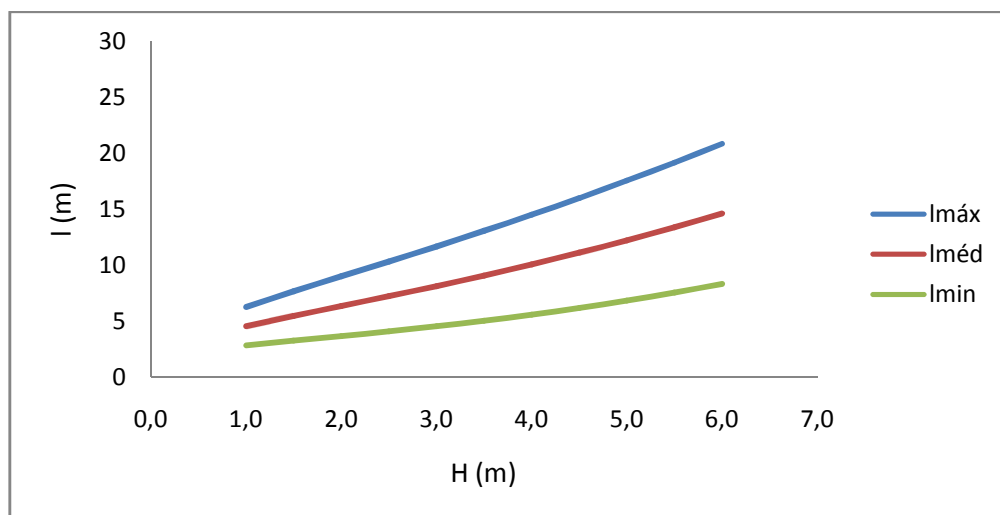


Gráfico 5.3 – Comprimento da berma de protecção na secção corrente de estruturas em talude para os três períodos considerados. Inclinação do talude 2:1.

A definição do período atribuído a cada altura de onda é fundamental, com a sua influência a aumentar à medida que aumentam as alturas de onda. Os resultados para as restantes inclinações podem ser consultados no Anexo E.

Para a análise comparativa entre cada uma das inclinações possíveis para o talude das estruturas considerou-se apenas o valor máximo do período, uma vez que se trata do cenário mais desfavorável. Os resultados podem ser consultados no Gráfico 5.4:

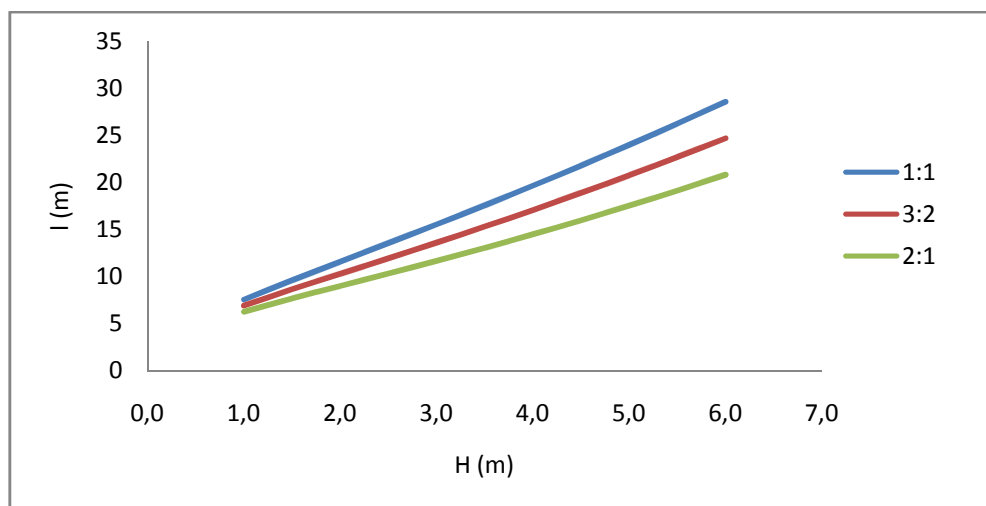


Gráfico 5.4 – Comprimento da berma de protecção para a secção corrente de estruturas em talude, considerando três inclinações distintas.

Tal como aconteceu para a profundidade máxima do fosso erosivo, a redução da inclinação dos taludes da estrutura, possui um efeito favorável na redução do comprimento do fosso erosivo, pelo que o comprimento da berma é igualmente mais reduzido. Com o aumento das alturas de onda a diferença entre os vários valores aumenta, o que permite concluir, que em zonas onde a agitação será bastante energética é determinante a consideração de inclinações menores para os taludes.

Nenhum dos métodos refere o número de camadas consideradas, mas o efeito favorável da consideração de várias camadas é reconhecido. Actualmente, são adoptados duas camadas de blocos, permitindo dotar a berma de alguma flexibilidade perante as variações da configuração dos fundos. As recomendações empíricas de Burchart *et al.* (2001), abordam esta questão, referindo a necessidade da adopção de duas a três camadas de blocos.

Finalmente, um parâmetro importante não considerado em nenhum dos estudos é a cota da berma. Reduzir a cota da berma possui um efeito favorável para a redução dos fenómenos erosivos. Para além da redução do impacte visual durante as alturas de baixa-mar, as alterações no escoamento são menores contribuindo para a estabilização da envolvente à estrutura. Esta conclusão é suportada pela análise do desenvolvimento da envolvente de diversas estruturas implantadas sob as mais diversas condições hidrodinâmicas (como por exemplo; estruturas portuguesas e italianas). Inicialmente esta possibilidade começou a ser ponderada devido à estabilização da posição dos blocos após deslizarem para o interior do fosso erosivo. Após serem recolocados na sua posição inicial sofriam de novo os efeitos erosivos. Assim, quanto menor a cota da berma menor a sua interacção com o escoamento, pelo que será preferível a adopção de duas camadas de blocos e não três.

5.5.4 CÁLCULO DO PESO DOS BLOCOS DA BERMA DE PROTECÇÃO

O peso dos blocos foi calculado recorrendo a dois dos métodos abordados anteriormente, ao ábaco e expressão de Markle (1989), respectivamente, Figura 5.16 e expressão (5.27), e ao método de Van Der Meer (1995), expressão (5.28), que resulta de uma melhoria da expressão de Markle (1989).

Tratando-se de um processo iterativo é necessário definir critérios para iniciar o cálculo. Na presente aplicação consideraram-se, inicialmente, o peso dos blocos da berma de protecção como uma fracção do peso médio dos blocos do manto resistente. Nas estruturas da costa portuguesa, nas quais se baseia a aplicação, o peso médio dos blocos de enrocamento, W_{50} , varia normalmente entre as 4 e 12 tf, ou 39,24 e 117,7 kN. Assim, como aproximações iniciais consideraram-se para o peso dos blocos da berma as relações $W_{50}/20$, $W_{50}/15$ e $W_{50}/10$, esta última é a proposta por Burchart *et al.* (2001). Os valores dos pesos dos blocos e respectivos comprimentos da aresta do cubo com peso idêntico, foram calculados considerando o granito como material mais comum. O peso específico do granito é variável, com o valor médio perto de 27 kN/m³. Os resultados obtidos podem ser consultados no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Características dos blocos da berma de protecção (1ª, 2ª e 3ª iterações).

$W_{50}/20$ (tf)	$W_{50}/20$ (kN)	Dn (m)	$W_{50}/15$ (tf)	$W_{50}/15$ (kN)	Dn (m)	$W_{50}/10$ (tf)	$W_{50}/10$ (kN)	Dn (m)
0,2	2,0	0,42	0,3	2,6	0,46	0,4	3,9	0,53
0,3	2,5	0,45	0,3	3,3	0,50	0,5	4,9	0,57
0,3	2,9	0,48	0,4	3,9	0,53	0,6	5,9	0,61
0,4	3,4	0,50	0,5	4,6	0,56	0,7	6,9	0,64
0,4	3,9	0,53	0,5	5,2	0,58	0,8	7,8	0,67
0,5	4,4	0,55	0,6	5,9	0,61	0,9	8,8	0,69
0,5	4,9	0,57	0,7	6,5	0,63	1,0	9,8	0,72
0,6	5,4	0,58	0,7	7,2	0,65	1,1	10,8	0,74
0,6	5,9	0,60	0,8	7,8	0,67	1,2	11,8	0,76

O parâmetro de estabilidade será calculado para cada uma das alturas de onda definidas anteriormente, Quadro 4.5. De forma a facilitar a análise ilustrou-se o valor do parâmetro de estabilidade ao cubo, sendo assim simples a comparação com os resultados de Markle (1989). O parâmetro de estabilidade para cada um dos blocos foi calculado em função das alturas de onda incidente uma vez que as massa volúnicas do material dos blocos e da água foram mantidas constantes, Gráfico 5.5, Gráfico 5.6 e Gráfico 5.7.

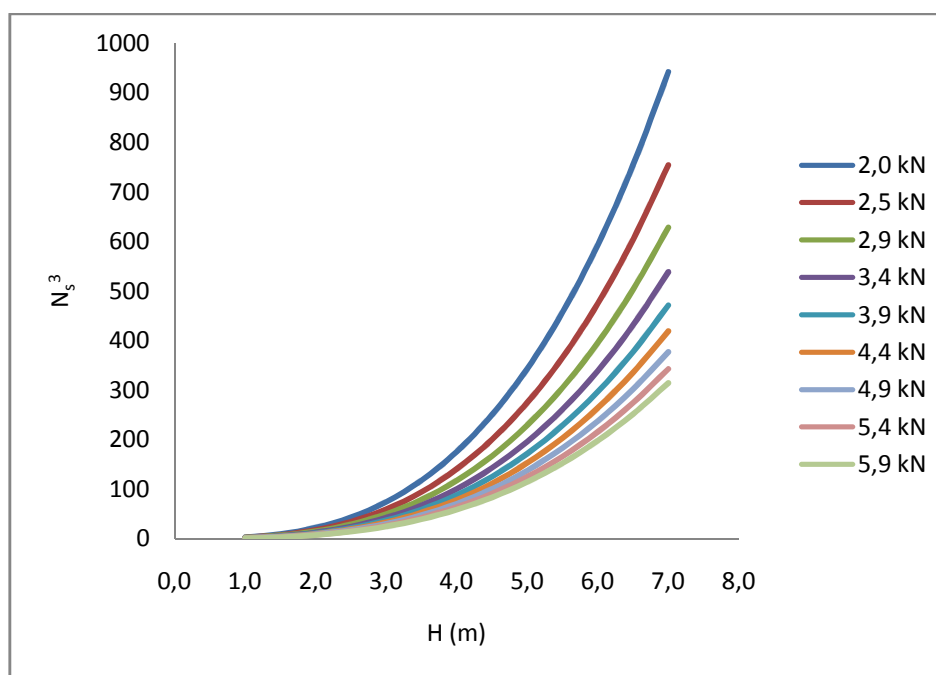


Gráfico 5.5 - Valores do parâmetro de estabilidade para cada um dos blocos considerados ($W_{50}/20$).

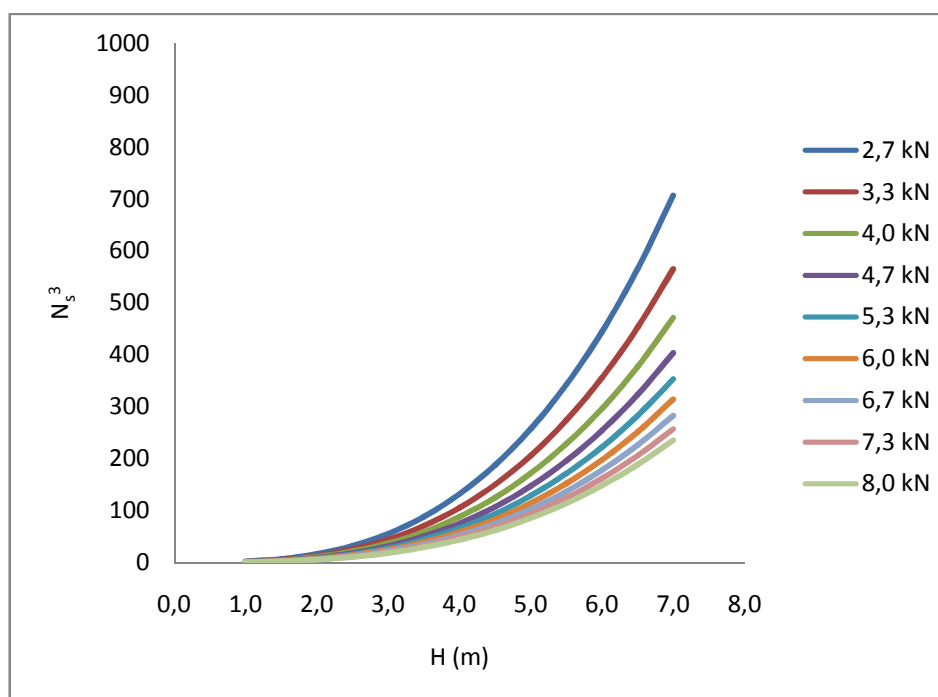
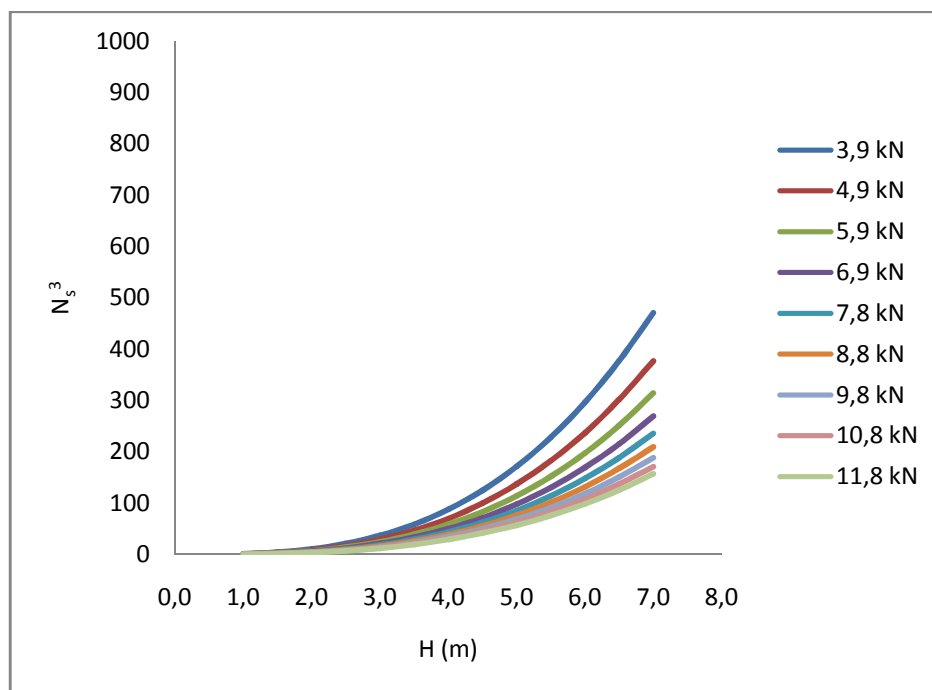


Gráfico 5.6 - Valores do parâmetro de estabilidade para cada um dos blocos considerados ($W_{50}/15$).

Gráfico 5.7 – Valores do parâmetro de estabilidade para cada um dos blocos considerados ($W_{50}/10$).

Confrontaram-se os valores obtidos, Gráfico 5.5, Gráfico 5.6 e Gráfico 5.7, com o valor mínimo do ábaco de Markle (1989), $N_s^3=60$, tendo-se concluído que nenhum dos blocos testados se manteria estável sob a ação das maiores alturas de onda. Para um valor próximo de 60 de N_s^3 os blocos mais robustos apenas se revelam estáveis para alturas de onda de 4 m. Logo é necessário considerar blocos de dimensão superior.

O bloco com maior peso considerado anteriormente foi 1,2 tf, pelo que nesta nova análise consideraram-se blocos de dimensões superiores, entre 1,5 tf e 6,0 tf. Os valores das dimensões da aresta do cubo com o mesmo peso dos blocos podem ser consultados no Quadro 5.2:

Quadro 5.2 – Características dos blocos da berma de protecção (4ª iteração).

W (tf)	W(kN)	D_{n50} (m)
1,5	14,7	0,82
2,0	19,6	0,90
2,5	24,5	0,97
3,0	29,4	1,03
3,5	34,3	1,08
4,0	39,2	1,13
4,5	44,1	1,18
5,0	49,1	1,22
5,5	54,0	1,26
6,0	58,9	1,30

Os valores obtidos para o parâmetro de estabilidade para cada um dos blocos, assim como o limite mínimo do parâmetro de estabilidade, ilustram-se no Gráfico 5.8:

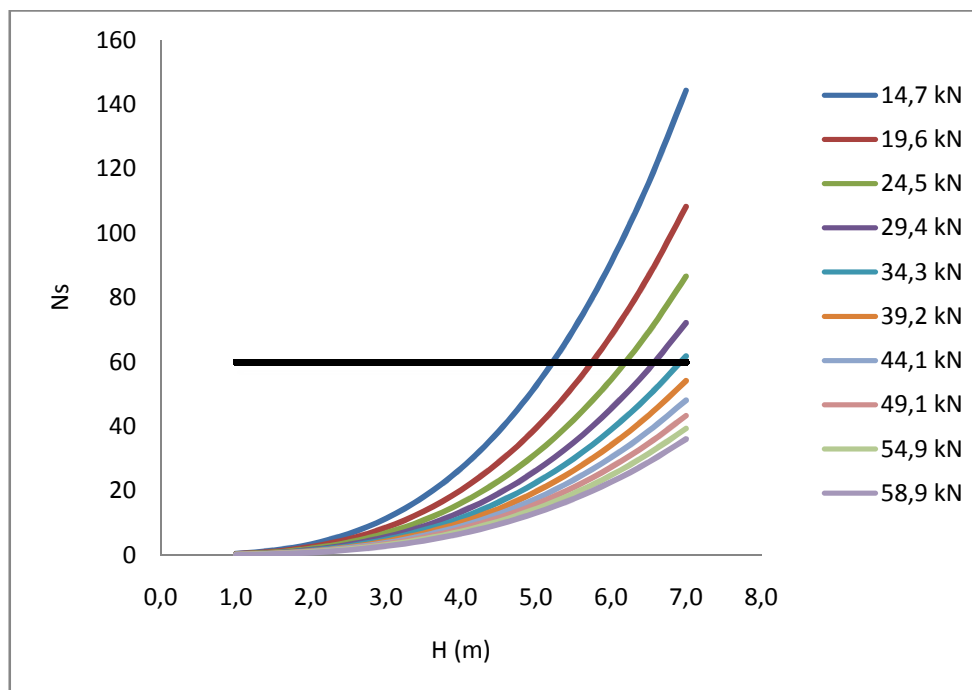


Gráfico 5.8 – Valores do parâmetro de estabilidade para os blocos com características descritas no Quadro 5.2.

No Gráfico 5.8 a linha horizontal ilustra o limite do parâmetro de estabilidade de Markle (1989), logo blocos com peso de 39,4 kN ou 4 ton, mantêm-se estáveis sob a acção de todas as alturas de onda. O bloco de 34,3 kN ou 3,5 ton, apenas para a altura de onda máxima se revela instável, pelo que poderá ser uma hipótese a considerar no dimensionamento.

Um parâmetro importante para estudar a estabilidade dos blocos é a rebentação, uma vez que representa o principal mecanismo físico capaz de provocar o seu movimento. Nestes métodos a rebentação é considerada juntamente com a velocidade orbital, através da relação entre profundidade de água nas proximidades da estrutura, h , e a profundidade sobre a berma de protecção, h_b . Valores menores desta relação significam que as velocidades orbitais serão superiores e as maiores alturas de onda que atinjam a estrutura rebentarão sob a berma. Mas o parâmetro mais importante é a rebentação, já que possui uma maior capacidade de movimentar os blocos.

Caso as características, comprimento e cota, já se encontrem definidas é possível executar o dimensionamento de outra forma. Calculando a relação entre h e h_b , determina-se o valor do parâmetro de estabilidade mínimo, que permite o cálculo da dimensão do cubo com peso equivalente aos blocos, D_{n50} . Com esta grandeza basta em função da massa volúmica do material considerado, calcular o peso dos blocos.

A expressão de Van Der Meer (1995) representa um melhoramento do método de Markle, com várias provas dadas em relação à sua aplicabilidade. A principal diferença reside no facto da expressão de Van Der Meer permitir uma definição mais correcta dos danos sofridos pela berma, através do número de blocos deslocados da berma, com a introdução na expressão do coeficiente N_{od} .

Tendo-se já definido, anteriormente, os blocos que se mantêm estáveis para as acções consideradas, aplicando a expressão de Van Der Meer é possível, em função de N_{od} , definir a profundidade mínima de água sobre a berma.

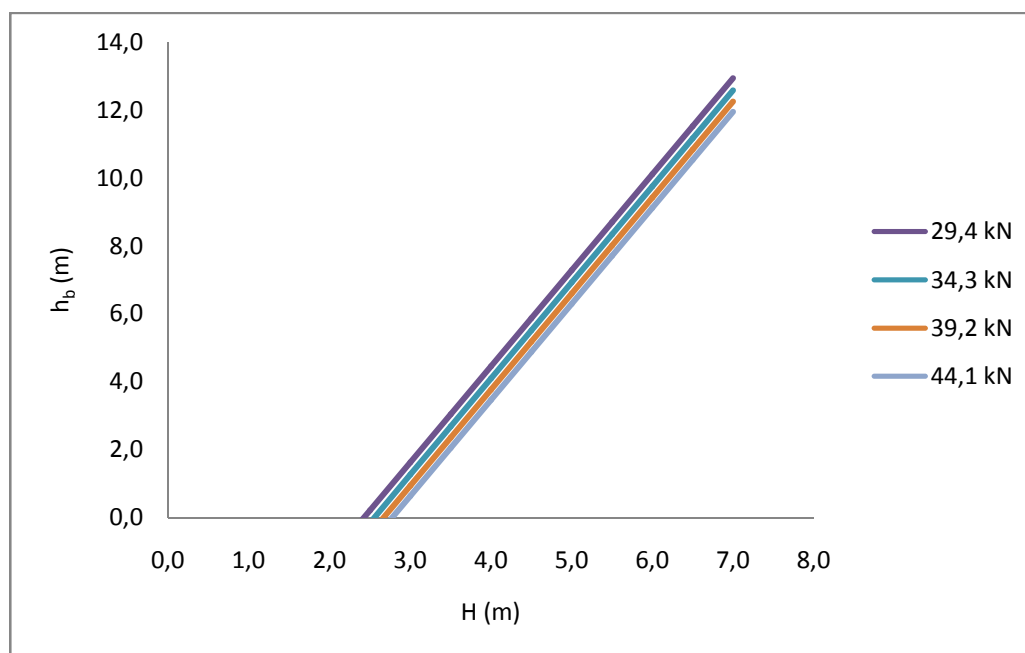


Gráfico 5.9 – Profundidade mínima de implantação da berma de protecção ($N_{od}=0,5$).

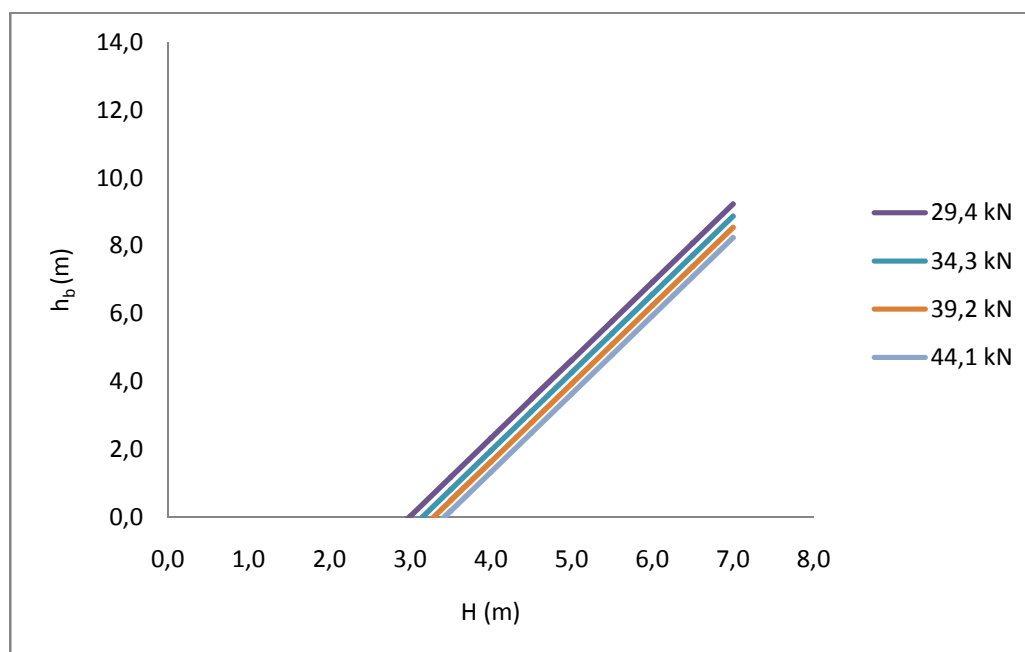


Gráfico 5.10 - Profundidade mínima de implantação da berma de protecção ($N_{od}=2,0$).

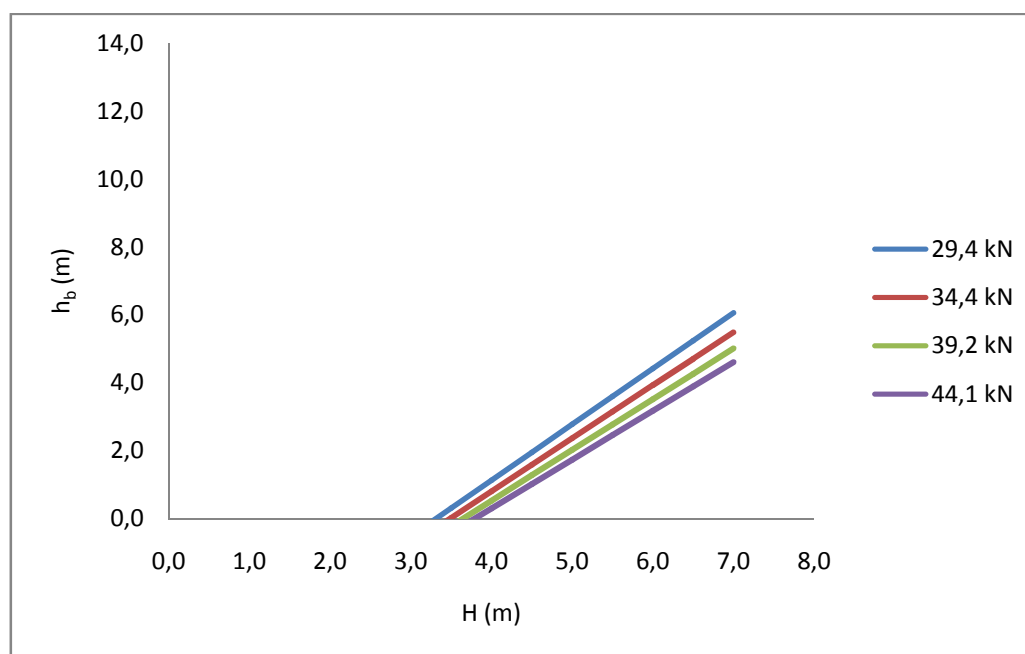


Gráfico 5.11 - Profundidade mínima de implantação da berma de protecção ($N_{od}=4,0$).

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que para condições de estabilidade total, isto é sem movimento dos blocos (Gráfico 5.9), nenhum dos blocos definidos é passível de ser utilizado a profundidades próximas dos 9 m, como seria pretendido. No entanto, tal como definido por Markle (1989) a consideração de uma berma deste tipo levaria a um sobredimensionamento, já que as suas restantes características são definidas para que alguns danos sejam sofridos, sem colocar em perigo a sua estabilidade global. Atente-se, por outro lado, na grande diferença entre a acção de uma onda de 7 m e outro de altura de 6 m. Para a primeira acção as profundidades de implantação variam entre 11,95 e 12,94 m, ao passo que para a segunda altura de onda as profundidades de implantação variam entre 9,12 e 10,11 m. O aumento de 1 metro na altura de onda provoca um aumento da ordem dos 3 m na profundidade de implantação, ilustrando, novamente, a importância da definição do valor da altura de onda incidente.

Assim, os resultados obtidos para $N_{od}=2,0$ (ocorrência de danos aceitáveis), representam os mais próximos dos obtidos por Markle e os que devem ser considerados para o dimensionamento do peso dos blocos da berma de protecção, já que, representam a forma mais económica de efectuar o dimensionamento assegurando uma resposta aceitável perante as acções consideradas. Os resultados para $N_{od}=4,0$, foram apresentados apenas para permitir a comparação entre os vários resultados, já que não devem ser considerados, uma vez que não asseguram a estabilidade da berma, contribuindo para o seu subdimensionamento.

Após a definição das características dos blocos é necessário verificar se as suas características se situam entre os intervalos de aplicação definidos por Van der Meer (1995).

Finalmente é necessário ter em atenção um último pormenor. A cota de implantação da berma é um parâmetro importante para o seu dimensionamento, como se provou anteriormente. No entanto, a sua definição pode ser complicada. É seguro afirmar que a sua cota será sempre superior à cota dos fundos da zona, devido a limitações durante a construção. Não será previsível às profundidades consideradas executar operações de dragagem para implantar as bermas a uma cota idêntica à dos fundos. Assim, a profundidade pode-se considerar como variável entre um máximo próximo da profundidade da zona

de implantação e um mínimo obtido através da subtracção a este valor da espessura, considerando duas camadas de blocos aproximada da berma ($h_b = h - 2D_{n50}$), Figura 5.24.

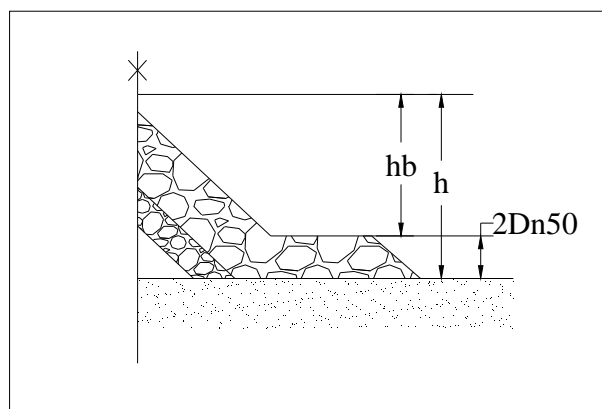


Figura 5.24 – Profundidade de implantação da berma de protecção.

Assim, se por um lado a consideração de $h = h_b$ conduz a valores inferiores ao necessário a consideração de $h_b = h - 2D_{n50}$, poderá conduzir ao sobredimensionamento do peso dos blocos, pelo que a aproximação recomendada é adoptar um valor intermédio entre os dois. No entanto, tendo em conta a elevada dinâmica associada a estes fenómenos seria prudente a consideração dos resultados dos Gráfico 5.9 e Gráfico 5.10 para a profundidade mínima, analisando os resultados obtidos e considerando um situado no intervalo. As profundidades mínimas de implantação da berma, assim como o valor dos parâmetros de estabilidade podem ser consultadas no Anexo E.

5.6 MEDIDAS E TÉCNICAS CURATIVAS

Ao contrário das medidas anteriormente referidas as medidas e técnicas curativas servem para melhorar a estabilidade de estruturas já implantadas, sendo algumas idênticas, já que o objectivo da intervenção é o mesmo. De entre estas medidas a mais utilizada um pouco por todo o mundo, tal como nas medidas anteriores, é a execução de bermas de protecção em estruturas antigas que aquando da sua fase de projecto não foram previstas. Em estruturas que possuam bermas de protecção, algumas medidas curativas aplicadas a estas estruturas são: aumentar o seu comprimento, colocação de mais uma camada de bloco, reduzir a sua cota de coroamento e aumentar o peso dos blocos constituintes. Os blocos deslocados são deixados na sua posição, uma vez que reduz a influência da sua presença nos fenómenos hidrodinâmicos, contribuindo para a redução dos efeitos das erosões localizadas.

O aumento do comprimento das bermas permite um aumento da área protegida, sendo que o novo comprimento das bermas é definido em função da experiência acumulada ao longo do tempo pelo projectista, em função de intervenções de sucesso do passado. Daí que intervenções deste tipo devam sempre ficar a cargo de equipas projectistas com trabalho acumulado nesta área e com provas de eficiência dadas, uma vez que ficou provado pela análise dos estudos efectuados que uma simples aplicação das fórmulas obtidas nos ensaios em modelo reduzido não é suficiente.

Ao reduzir a cota das bermas a sua estabilidade aumenta, uma vez que se adopta uma configuração mais próxima da natural, procurando mais uma vez reduzir a interacção entre a presença da estrutura e

o fluxo incidente. Para além disso reduz-se o impacto visual da estrutura, sempre importante neste tipo de intervenções.

Apesar de os blocos deslocados serem mantidos na sua posição final, é necessário colocar mais blocos procurando manter o perfil da berma, sob pena de erosões futuras poderem levar ao deslizamento de blocos da risberma da estrutura e de seguida do manto resistente, Figura 5.9. Para além da estabilidade da totalidade da estrutura poder estar comprometida, as dimensões e custo destes blocos é muito superior logo, o equipamento necessário terá de ser mais robusto, serão necessários mais dias de trabalho, pelo que as operações de reparação serão muito superiores às de uma intervenção atempada, durante a qual apenas seja necessário reparar as bermas de protecção.

O aumento da cota de coroamento da estrutura é uma medida que deve ser considerada, uma vez que contribui para a redução dos galgamentos, permitindo uma protecção superior do lado abrigado da estrutura, que assim não sofre o efeito da rebentação mergulhante.

Outra técnica curativa trata-se da colocação de areias sobre as bermas, através de operações de transposição, ou então reduzir as retenções a barlar, procurando que a acumulação de areias ocorra de forma natural. No entanto em zonas costeiras muito energéticas, como a portuguesa, estas soluções não são eficientes, uma vez que se tratam de operações bastante caras e as areias são facilmente erodidas devido à acção da agitação.

Em relação à costa portuguesa, as principais medidas curativas aplicadas às estruturas são:

- Execução de bermas de protecção, ou o aumento do seu comprimento, respectivamente em estruturas que não as possuam, ou em bermas que se revelem instáveis;
- Aumento do peso dos blocos;
- Redução da cota das bermas para valores próximos das cotas do fundo;
- Reduzir as retenções de sedimentos a barlar das estruturas;
- Redução do comprimento das estruturas.

Actualmente estas operações são maioritariamente efectuadas em função da experiência acumulada, os valores mais comuns para o comprimento das bermas são 3 m, já o peso dos blocos situa-se no intervalo entre 3 a 4 tf, valores bastante superiores aos considerados inicialmente. As características da berma são mantidas constantes ao longo de quase toda a estrutura, com o seu aumento na zona da cabeça, não só por ser reconhecidamente a mais crítica, mas também por maiores dificuldades do ponto de vista construtivo.

O peso dos blocos é bastante próximo do obtido pela aplicação da fórmula de Van Der Meer. O comprimento é muito inferior ao calculado pelas expressões empíricas, no entanto para a cabeça das estruturas esta solução não se tem revelado estável, para a configuração inicial. No caso dos esporões de Espinho, no Inverno seguinte às operações de manutenção, a sua cabeça sofreu elevados danos, mas desde então se tem mantido estável com a sua configuração definida pela acção da agitação.

6

SÍNTESE, CONCLUSÕES, RECOMENDAÇÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 SÍNTESE E CONCLUSÕES

Ao longo do presente estudo procurou-se ilustrar e identificar a profunda dinâmica e complexidade associada aos fenómenos costeiros erosivos locais, de modo a definir a melhor forma de mitigar os seus efeitos. Trata-se de um fenómeno que depende das alterações ao escoamento ocorridas nas proximidades da estrutura devido à sua interação com as acções hidrodinâmicas incidentes. Estas alterações ao escoamento provocam o aumento na capacidade de transporte do escoamento, possibilitando num curto espaço de tempo a ocorrência de rápidas alterações à configuração dos fundos.

Os principais mecanismos físicos responsáveis pelo aumento da capacidade de transporte do escoamento nas proximidades das estruturas são:

- Turbulência;
- Contracção do escoamento;
- Aparecimento de vórtices (vórtice de esteira e vórtice do tipo ferradura);
- Escoamento estacionário permanente;
- Correntes de difracção;
- Rebentação.

A sua identificação decorre de observações em protótipo e de ensaios em modelo reduzido. No entanto, os seus efeitos, actuando isoladamente ou em conjunto, não são quantificáveis de forma precisa. Os trabalhos efectuados por diversos autores mostraram que para valores reduzidos de KC o aumento da tensão de arrastamento nas proximidades de estruturas verticais atinge valores maiores que 10. Para estruturas em talude para os mesmos valores de KC, pode atingir valores três vezes superiores.

Compreender os mecanismos que originam as erosões localizadas é o primeiro passo para permitir a sua previsão. As metodologias mais utilizadas na previsão deste fenómeno são: monitorização, métodos empíricos e semi-empíricos, métodos probabilísticos, recurso à modelação física e modelos numéricos. Os métodos empíricos e semi-empíricos derivam de ensaios em modelo reduzido, os quais utilizam diversas aproximações restringindo muito o seu campo de aplicabilidade e simplificando um processo extremamente complexo. Nos métodos testados, foi possível verificar algumas das suas fragilidades.

Os métodos probabilísticos baseiam-se nas formulações referidas anteriormente, apresentando uma abordagem estocástica ao problema, desde o cálculo dos parâmetros da agitação às dimensões do fosso erosivo. A grande vantagem destes métodos é a forma de consideração dos parâmetros da agitação, já que a altura de onda representa uma variável estocástica. Desta forma, é possível quantificar de forma aproximada o erro associado à previsão, considerando os métodos aplicáveis.

A monitorização é apontada como uma das melhores formas de determinar a evolução deste fenómeno. No entanto, não tem sido possível instrumentar a estrutura para relacionar os parâmetros hidrodinâmicos com as variações nos fundos envolventes, permitindo definir a forma como o transporte sedimentar ocorre. Apenas é possível analisar a situação final da envolvente, não permitindo uma compreensão das alterações produzidas pela variação com o tempo das acções hidrodinâmicas.

Actualmente a previsão encontra-se, praticamente, limitada aos ensaios em modelo reduzido calibrados de forma a reproduzir com fiabilidade as evoluções da envolvente à estrutura. A opção pela modelação física possui alguns problemas desde logo em relação aos custos envolvidos e ao tempo necessário para a obtenção de resultados e calibração do modelo, no entanto representa o método mais fiável para a obtenção de resultados. É necessário procurar reduzir a ocorrência de efeitos de escala que alterem os resultados. Caso não seja possível, devem ser tomadas medidas de mitigação desses efeitos.

Os métodos numéricos representam uma esperança na previsão dos fenómenos erosivos. No entanto ainda não existem algoritmos capazes de reproduzir a complexidade associada aos fenómenos hidrodinâmicos, devido à falta de formulações teóricas.

Relativamente às dimensões do fosso erosivo, as preocupações centravam-se inicialmente na previsão da sua profundidade máxima. Mas o estudo de medidas de mitigação dos efeitos das erosões localizadas levou a concluir que a extensão do fosso erosivo é uma variável que não se pode ignorar. Normalmente maiores profundidades significam maiores desenvolvimentos em planta, resultando a situação mais crítica da relação entre as duas dimensões.

Para a protecção repetem-se as limitações anteriores. Sem uma previsão adequada não é possível definir medidas de protecção que eliminem as erosões localizadas, sendo apenas possível reduzir a sua importância e melhorar a resposta da estrutura perante a sua ocorrência. Os métodos existentes têm as mesmas fontes já que derivam em muitos casos dos estudos efectuados para a previsão. No entanto, a abordagem do problema efectuou-se na perspectiva de eliminar a ocorrência de erosões localizadas, o que conduz a resultados com dimensões elevadas para o comprimento da berma.

Comprimentos da berma de protecção elevados apresentam uma série de problemas do ponto de vista da execução, do impacte visual e ambiental e, quando em zona balnear, para a segurança dos banhistas. A relação verificada entre o aumento da extensão da protecção em função do aumento da altura de onda, confrontada com a instabilidade verificada nas cabeças das estruturas costeiras, poderá significar que não é possível proteger de forma viável esta secção quando submetida à acção de elevadas alturas de onda. A redução do comprimento de algumas estruturas levou a um aumento da sua estabilidade, isto porque a profundidade máxima de implantação reduziu-se e a zona danificada da cabeça ficou a servir de berma de protecção com vários metros de comprimento.

Definir o peso e as dimensões dos blocos da berma de protecção é igualmente um passo importante do dimensionamento das bermas. Os blocos devem ser estáveis sob a acção da agitação, mantendo as suas posições, ainda que de forma a executar um dimensionamento económico algum movimento deve ser permitido desde que não coloque em perigo a estabilidade da berma e da estrutura. Neste campo, a aplicação da expressão de Van Der Meer (1995) permite a obtenção de resultados próximos dos

observados em protótipo. Assim, a sua aplicação poderá ser efectuada e os resultados considerados para dimensionamento. Mas, é importante efectuar uma validação dos resultados, comparando com intervenções passadas.

O número de fiadas de blocos da berma é igualmente um parâmetro importante para o seu dimensionamento. Na literatura são referidas duas a três camadas de blocos para as bermas de protecção.

A secção corrente necessita de uma protecção menos extensa, que poderá ser ainda mais reduzida, considerando ângulos de talude inferiores. Para a cabeça e secção corrente a definição do período correspondente às alturas de onda incidente é fundamental. A análise dos resultados obtidos e das observações em protótipo, permitem concluir que a protecção poderá ser aligeirada à medida que a profundidade de implantação se reduz, com a zona mais robusta a coincidir com a cabeça da estrutura. Esta opção deve ser executada com cuidado, devido à dinâmica que caracteriza estes fenómenos.

Todas estas incertezas em relação aos fenómenos erosivos foram visíveis na aplicação efectuada. Apresentaram-se os pontos fortes e fracos dos vários métodos empíricos e semi-empíricos testados. Estes métodos podem ser utilizados de forma a obter uma ideia acerca da ordem de grandeza para as dimensões dos fossos erosivos e das respectivas protecções, mas a comparação efectuada com dados de campo, permite concluir, sem margem para dúvidas, que os resultados se encontram longe do que se verifica em protótipo. A principal virtude da aplicação destes métodos reside no facto de identificarem quais as características de cada secção da estrutura que podem ser alteradas de forma a melhorar a sua estabilidade, permitindo a análise da variação do seu valor nos fenómenos em curso. Para além disto, permitem compreender a influência da variação dos valores dos parâmetros das acções hidrodinâmicas nos resultados esperados. Para a cabeça das estruturas, o número de Keulegan-Carpenter, principal parâmetro de controlo das erosões localizadas, associado aos ensaios em modelo atinge valores muito superiores aos do protótipo, já que as elevadas larguras da base das estruturas em talude reduzem muito o seu valor. No entanto, para a previsão da profundidade do fosso erosivo, a largura da base da estrutura, é novamente o parâmetro principal, mas com um efeito inverso, quanto maior o seu valor maiores as dimensões do fosso erosivo. Assim, ao contrário do que seria de esperar a largura da base torna-se no parâmetro mais importante na definição da profundidade do fosso erosivo. Sob o efeito de acções análogas, quanto maior a largura da base, menor será o valor de KC, mas maiores serão as dimensões do fosso erosivo.

A distinção entre as erosões na zona exposta e abrigada, efectuada nos métodos testados, ainda que não seja clara devido à variabilidade de rumos da agitação em protótipo, permite uma separação dos principais mecanismos responsáveis pelas erosões localizadas: o escoamento estacionário homogéneo e a rebentação mergulhante. A rebentação possui uma área de acção inferior à do escoamento estacionário homogéneo, mas possui uma capacidade de colocação de sedimentos em movimento, com os mais finos em suspensão, o que provoca o aparecimento de fossos erosivos curtos mas profundos. Já o escoamento estacionário homogéneo actua numa área bastante superior, transportando, através da acção das células de recirculação, os sedimentos para zonas afastadas da estrutura. A sua capacidade de transporte reduz-se com o aumento da profundidade originando fossos erosivos menos profundos, mas bastante mais extensos. A situação mais crítica para as estruturas costeiras resulta da combinação dos dois mecanismos, o que acontece em protótipo, principalmente na zona da cabeça. Destes efeitos combinados, juntamente com as correntes de difracção, os vórtices e a contracção do escoamento, podem resultar fundões muito profundos e muito extensos, como o referido para a cabeça do esporão EC4 ou EV2 na Costa da Caparica. As dimensões e evolução deste fundão não seriam possíveis de prever através de nenhum método existente.

Na secção corrente das estruturas, os efeitos das erosões localizadas são inferiores. No entanto, esta secção sofre igualmente danos devido a este fenómeno, principalmente nas zonas sob acção das maiores alturas de onda. Para esta secção, a principal característica de controlo do desenvolvimento das erosões localizadas é a inclinação dos taludes. Uma redução na inclinação produz, em função dos resultados obtidos na aplicação efectuada, uma redução substancial dos fenómenos erosivos. O grande problema dos métodos utilizados para esta secção reside na não consideração da rebentação. A variabilidade das alturas de onda incidentes conjugada com a variação do nível de água devido à acção das marés, leva a que seja possível a ocorrência da rebentação ao longo da secção corrente. O efeito deste mecanismo não será da mesma ordem de grandeza do que para a cabeça das estruturas, já que as alturas de onda são inferiores, mas será responsável por parte do fenómeno erosivo.

A prática comum no dimensionamento das bermas de protecção, como foi referido, considerar duas camadas de blocos, ou em casos excepcionais três. A adopção de uma berma com três camadas de blocos, apesar de ser mais robusta e flexível, poderá introduzir maiores alterações no escoamento nas proximidades da estrutura aumentando a ocorrência de erosões localizadas. Para além disto, a redução da relação entre a profundidade de água sobre a berma e nas proximidades da estrutura provoca a ocorrência da rebentação das maiores alturas de onda sob a berma. Assim, apesar de ser uma hipótese, a utilização de três camadas de blocos, poderá não produzir o efeito esperado.

A única forma de eliminar os efeitos deste problema será fundar a estrutura em rocha o que frequentemente é impossível. Qualquer outro tipo de intervenção estará sempre sujeita aos efeitos das erosões localizadas. Sendo obrigatória a consideração de medidas de protecção contra as erosões localizadas, normalmente sob a forma de uma berma. A dificuldade reside, no entanto, no dimensionamento das características desta protecção. Não sendo possível prever a evolução e as dimensões máximas do fosso erosivo, é impossível dimensionar uma protecção que se revele eficaz, duradoura e económica. Quando as primeiras estruturas de defesa foram implantadas não existiam preocupações com este fenómeno. Com o passar do tempo foram necessárias intervenções de reparação de forma a melhorar a estabilidade da estrutura. Estas intervenções, devido à falta de métodos de dimensionamento, foram baseadas na experiência dos projectistas e nos resultados das intervenções efectuadas em obras semelhantes implantadas noutras zonas.

6.2 RECOMENDAÇÕES

As recomendações efectuadas têm por base a extensa pesquisa bibliográfica, a percepção adquirida ao longo do trabalho, das características e mecanismos dos fenómenos erosivos localizados e a aplicação efectuada que permitiu analisar a importância de uma série de parâmetros chave no desenvolvimento deste fenómeno.

Assim, desde a fase de estudo prévio da obra, a primeira verificação deverá ser a possibilidade de fundar a estrutura parcial ou totalmente em rocha. Caso esta hipótese não seja exequível, deverá ser ponderada, em função da importância da obra, a utilização de modelos físicos para definir as características dos fenómenos erosivos e as dimensões necessárias para a sua protecção.

O comprimento da estrutura deve ser o mais reduzido possível, de forma, a que as acções sejam inferiores permitindo um aumento da sua estabilidade. No entanto o seu comprimento deverá atender igualmente a outros objectivos operacionais, nomeadamente a capacidade de retenção de sedimentos, o que obriga a comprimentos superiores. A orientação, quando possível, deve ser definida tornando a estrutura perpendicular à acção da agitação, permitindo a eliminação ou redução do transporte longitudinal. A posição final da estrutura deverá resultar de uma ponderação entre as funções que se esperam desempenhadas por esta e a melhor forma de reduzir os efeitos das erosões localizadas.

As reflexões devem ser reduzidas, considerando, para as estruturas em talude, quebra-mares e obras longitudinais aderentes, a inclinação mínima possível. Em função dos valores normalmente utilizados recomenda-se a adopção da inclinação 2:1. Em relação a estruturas verticais, será necessário utilizar uma estrutura mista, com a secção vertical assente numa fundação de enrocamento, assegurando as condições de estabilidade necessárias. Para reduzir as reflexões poderia procurar-se uma melhor graduação do tamanho do material das diferentes camadas da estrutura permitindo uma melhor dissipação de energia por percolação, sem que isto coloca-se em perigo o desempenho estrutural. No entanto em termos práticos esta recomendação é difícil de executar, uma vez que o material é encomendado segundo intervalos de peso.

No caso da implantação em rocha não ser possível, para estruturas em talude, será necessário dimensionar uma berma de protecção, capaz de melhorar o desempenho da estrutura e assegurar a sua estabilidade perante o aparecimento das infraescavações. O ideal seria dragar a zona de fundação da estrutura, substituindo o solo aluvionar por enrocamento, melhorando a estabilidade e a capacidade de carga da fundação e reduzindo as alterações introduzidas pelo escoamento incidente. A execução desta trincheira seria profundamente condicionada pelas condições de agitação verificadas, podendo o sedimentos em movimento acumular-se no fosso anulando as operações de dragagem efectuadas. Esta solução poderá no entanto ser utilizada em obras longitudinais aderentes durante as alturas de baixa-mar, faseando a construção poderá ser possível executar uma protecção como a ilustrada na Figura 5.6.

A protecção mais utilizada é a berma de protecção. O comprimento da berma não reúne actualmente consenso, pelo que se recomenda a adopção de uma berma com comprimento mínimo entre 3 a 5 blocos, definida em função da dimensão unitária dos blocos constituintes. O comprimento deverá ser variável ao longo da estrutura, com o máximo na zona da cabeça, permitindo um dimensionamento mais económico. No entanto, como se procurou mostrar, na zona da cabeça sob a acção de condições de agitação a estabilidade poderá estar dependente da execução de bermas com dezenas de metros. O que não é viável, na costa portuguesa, devido às condições hidrodinâmicas, aos métodos construtivos usuais e aos equipamentos disponíveis.

A dimensão dos blocos poderá ser definida através da aplicação da expressão de Van Der Meer (1995) considerando para as acções hidrodinâmicas, diversos cenários hipotéticos, optando pelo mais desfavorável. Para o número de camadas, é prática comum adoptar duas camadas. Poderá ser considerada uma terceira desde que se efectuem estudos que concluírem o efectivo ganho de estabilidade. A redução da cota da berma permite o aumento da sua estabilidade e a redução do impacto visual, pelo que deverá ser imposto para a berma uma cota próxima da do fundo. Assim, a rebentação sob a berma será reduzida contribuindo para o ganho de estabilidade pretendido.

A saída de sedimentos por entre os espaços dos blocos contribui igualmente para a ocorrência de danos na berma. Para impedir a sua passagem entre os vazios da berma poderá ser colocada uma tela geotêxtil. Outra possibilidade seria a execução de um tratamento da fundação recorrendo à regra da adaptação, que define uma graduação das camadas sucessivas do material não permitindo a saída dos finos. Mas, esta última hipótese é de difícil execução devido, mais uma vez, às limitações impostas pela acção da agitação e das dificuldades de executar estes trabalhos em zonas submersas.

Em relação às estruturas longitudinais aderentes, não existem métodos de previsão para a ocorrência da rebentação. Numa zona costeira em que ocorra a variação do nível de água devido às marés, várias alturas de onda podem rebentar na sua base. A previsão pode ser efectuada de forma idêntica à efectuada para o tronco dos esporões, considerando as máximas alturas de onda que podem atingir a base da estrutura. Depois de efectuada a previsão e definidos os pesos dos blocos através da fórmula

de Van Der Meer (1995), podem ser consideradas as configurações apresentadas no capítulo 4 para este fenómeno.

Finalmente em relação aos quebra-mares destacados, mitigar o efeito das erosões localizadas será bastante difícil. Encontrando-se implantadas a profundidades superiores sofrem a acção das maiores alturas de onda aumentando a capacidade de transporte nas suas proximidades. Para além dos mecanismos físicos idênticos aos dos esporões este tipo de estrutura pode sofrer infraescavações devido ao efeito das correntes de retorno durante a ocorrência de temporais.

Em relação à existência de correntes o seu efeito será negativo para a estabilidade da estrutura, no entanto não é ainda quantificável, recomenda-se assim um aumento do comprimento e peso dos blocos a considerar para a berma de protecção.

Actualmente o único método de concluir de precisar acerca da melhor forma para proteger as estruturas e quais os danos esperados é a execução de modelos reduzidos. Ideal seria a sua execução para todas as obras, mas tendo em conta as limitações impostas pelos custos e prazos das empreitadas limitam-se à obras de maior importância ou carácter inovador.

6.3 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Evidenciou-se, ao longo de todo o estudo, que a solução para a mitigação dos efeitos das erosões localizadas em estruturas de defesa costeira não possui uma definição simples, definida através da aplicação de um método numérico ou de uma expressão empírica. Trata-se de um problema ainda numa fase inicial de estudo, procurando a solução mais correcta dentro de todos os parâmetros envolvidos. Assim, para se atingir este objectivo é necessário continuar com os trabalhos e estudos nesta área. Neste subcapítulo são referidos alguns desenvolvimentos que são necessários para melhorar a percepção e protecção contra este fenómeno que afecta as estruturas de defesa costeira, baseados nas principais dificuldades e problemas encontrados ao longo do estudo.

O acompanhamento da evolução da envolvente topohidrográfica da zona da Costa da Caparica é de grande importância para o estudo de toda a dinâmica costeira. Este representa um caso único de toda a costa portuguesa, onde estão a ser recolhidos dados que permitem, periodicamente, analisar o movimento sedimentar. O levantamento dos danos sofridos pelas estruturas e os efeitos das operações de reparação tem sido igualmente efectuado. Analisando as duas informações em conjunto é possível verificar a eficiência das medidas curativas aplicadas, retirando valiosas informações para intervenções futuras. Devido à extrema dificuldade de prever a evolução das erosões localizadas e definir as características da protecção mais adequada, esta recolha de dados é fundamental para permitir melhorar os conhecimentos nesta área.

Uma das falhas dos métodos de previsão é o facto de não considerarem, nas suas formulações, nenhum parâmetro relacionado com a granulometria dos sedimentos da zona de implantação das estruturas. A granulometria influencia o transporte sedimentar. A definição da sua influência no início e no desenvolvimento dos fenómenos erosivos, globais e locais, representa um dos campos que necessitam de estudos futuros.

Nenhum dos estudos existentes analisa a importância da variação do nível de água devido à acção das marés, apesar de não ser um parâmetro idêntico para todas as zonas costeiras mundiais. Se a altura de onda for determinada, como acontece na costa portuguesa, pelo critério de rebentação a variação do nível de maré é considerada de uma forma indirecta. Apesar da agitação ser a acção preponderante nos estudos costeiras a influência das marés deve ser analisada.

Seria interessante executar estudos em modelo reduzido reproduzindo as condições de agitação da costa portuguesa, alturas de onda, rumos, níveis de água, definindo de forma mais adequada, às condições energéticas em causa, qual o comprimento, ou número de blocos, mínimo a considerar para a berma.

BIBLIOGRAFIA

- Abecassis, F. (1997). *Caracterização Geral Geomorfológica e Aluvionar da Costa Continental Portuguesa*. Colectânea de Ideias sobre a Zona Costeira de Portugal (Soares de Carvalho, G., Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F.), Porto, pp. 9-24, Associação Eurocoast – Portugal, INAG, Porto.
- Antaki, G. (2003). *Piping and Pipeline Engineering: design, construction, maintenance, integrity, and repair*. Marcel Dekker, 2003, New York.
- Baglio, S., Faraci, E., Foti, E., Musumeci, R. (2000). *Measurements of the 3-D Scour Process Around a Pile in an Oscillating Flow Through a Stereo Vision Approach*. Measurement 30, pp. 145–160.
- Burchart, H., Hughes, S. (2001). *Coastal Engineering Manual*. US Army Corps of Engineering, Washington, DC.
- Burchat, H., Kramer, M., Lambertini, A., Zanuttigh, B. (2005). *Structural Stability of Detached Low Crested Breakwaters*. Coastal Engineering 53, pp. 381-394.
- Carvalho, E., Maia, R., Proença, M. (2007). *Fenómenos de Sedimentação e Transporte – Novas Perspectivas de Análise*. 1^{as} Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente (Taveira-Pinto, F.), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 30 de Outubro de 2006, pp. 79-86, ISBN: 264768/07, SHRHA.
- Coelho, C. (2005). *Riscos de Exposição de Frentes Urbanas para Diferentes Intervenções de Defesa Costeira*; Dissertação para Doutoramento; Universidade de Aveiro, 404 p.
- Fowler, J. (1993). *Coastal Scour Problems and Methods for Prediction of Maximum Scour*. Technical Report 93-8. US Army Corps of Engineers – Waterway Experiment Center, Washington, D.C.
- Fredsøe, J., Sumer, B. (1997). *Scour at the Head of Rubble-Mound Breakwaters*. Coastal Engineering 29, pp. 231-262.
- Granja, H., Correia, A., Loureiro, E., Soares-de-Carvalho, G. (2000). *A Estabilidade e Instabilidade da Faixa Costeira (Sistema Praia-Duna) Revelada pelas Mudanças nas Geoformas e sua Ligação às Associações Vegetais (A experiência da zona costeira NO de Portugal)*. Seminário de Perspectivas de Gestão Integrada de Ambientes Costeiros (Veloso-Gomes, F., Antunes do Carmo, J., Taveira-Pinto, F.), Coimbra 25/09/2000, pp. 1-24, Associação Eurocoast – Portugal, IHRH, ISBN:972-8558-07-4, Porto.
- Green, C., Thompson, P., Coker, A., Tunstall, S., Richards C., Parker, D. (1992). *The Economics of Coastal Management: a Manual on Benefit Assessment Techniques*. Belhaven Press. 1992, London.
- Hsu, T. (1998). *Geometric Characteristics of Storm-Beach Profiles Caused by Inclined Waves*. Ocean Engineering 25, pp. 69-84.
- Jyothi, K., Mani, J., Pranesh, M. (2002). *Numerical Modelling of Flow Around Coastal Structures and Scour Prediction*. Ocean Engineering 29, pp. 417-444.
- Matos-Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais, Volume I*. FEUP, ed., Porto.
- Michael, A. (2006). *Episodic Flooding and the Cost of Sea-level rise*. Ecological Economics 63, pp. 149-159.
- Oliveira, I. (1997). *Proteger ou Não Proteger ou Sobre a Viabilidade de Diferentes Opções Face à Erosão da Costa Oeste Portuguesa*. Colectânea de Ideias sobre a Zona Costeira de Portugal (Soares de

- Carvalho, G., Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F.), Porto, pp. 205-227, Associação Eurocoast – Portugal, INAG, Porto.
- Myrhang, D., Rue, H. (2003). *Scour Bellow Pipelines and Around Vertical Piles in random waves*. Coastal Engineering 48, pp. 227–242.
- Myrhaug, D., Rue, H., Torum, A. (2004). *Tentative Engineering Approach to Scour Around Breakwaters in Random Waves*. Coastal Engineering 51, pp. 1051– 1065.
- Myrhang, D., Rue, H.(2005). *Scour Around Group of Slender Vertical Piles in Random Waves*. Applied Ocean Research 27, pp. 56–63.
- Neves, C., Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F., Proença, M. (2007). *Análise do Campo de Pressões em Quebramares Submersos*. 1^{as} Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente (Taveira-Pinto, F.), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 30 de Outubro de 2006, pp. 79-86, ISBN: 264768/07, SHRHA.
- Özölcer, I. H. (2007). *An Experimental Study on Geometric Characteristics of Beach Erosion Profiles*. Ocean Engineering 35, pp. 17–27.
- Philips, M., Jones, A. (2006). *Erosion and Tourism Infrastructure in the Coastal Zone: Problems, Consequences and Management*. Tourism Management 27, pp. 517–524.
- Salomons, W., Turner, R. (1999). *Perspectives on Integrated Coastal Zone Management*. Springer, Berlin.
- Smith, E. (1996). *Potential Toe Scour at Revetments and Wave Reflection at Revetments*. Miscellaneous Paper, CERC-96-2. US Army Corps of Engineers – Waterway Experiment Center, Washington, D.C.
- Silvester, R., Hsu, J. (1997). *Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 14, Coastal Stabilization*. World Scientific, Singapore.
- Sumer, B., Christiansen, N., Fredsøe, J. (1993). *Influence of Cross-Section on Wave Scour Around Piles*. ASCE J. Waterw.,Port, Coastal Ocean Eng. 119 , 477– 495.
- Sumer, B., Fredsøe, J. (1996). *Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 12, Hydrodynamics Around Cylindrical Structures*. World Scientific, Singapore.
- Sumer, B., Fredsøe, J. (1997). *Scour at the Head of Vertical-Wall Breakwater*. Coastal Engineering, 29, pp. 201-230.
- Sumer, B., Truelsen, C., Sichmann, T., Fredsøe, J. (2000). *Onset of Scour Below Pipelines and self-burial*. Coastal Engineering 42, pp. 313-335.
- Sumer, B., Fredsøe, J. (2000). *Experimental Study of 2D Scour and its Protection at a Rubble-Mound Breakwater*. Coastal Engineering 40, pp. 59–87.
- Sumer, B, Whitehouse, R., Torum, A. (2001). *Scour Around Coastal Structures: a summary of recent research*. Coastal Engineering 44, pp. 153-190.
- Sumer, B., Fredsøe, J., Lamberti, A., Zanuttigh, B., Dixen, M., Gislason, K., Di Penta, A. (2005). *Local Scour at Roundhead and Along the Trunk of Low Crested Structures*. Coastal Engineering 52, pp. 995-1025.
- Taveira-Pinto, F. (2002). *Análise das Oscilações e dos Campos de Velocidades nas Proximidades de Quebramares Submersos, sob a Acção da Agitação Marítima*. Dissertação para Doutoramento, FEUP.

- Taveira-Pinto, F., Veloso-Gomes, F., Rosa-Santos, P. (2006). *Scour Effects on Coastal Defense Structures. Examples from the Portuguese West Coast*. 3th Conference on Scour and Erosion, Amsterdam.
- Taveira-Pinto, F. (2006a). *Agitação Regular*. Slides da Disciplina de Trabalhos Marítimos 1, FEUP.
- Taveira-Pinto, F. (2006b). *Quebramares de Taludes*. Apontamentos da Disciplina de Trabalhos Marítimos 1, FEUP.
- Taveira-Pinto, F. (2007a). *Agitação Irregular*. Slides da Disciplina de Trabalhos Marítimos 2, FEUP.
- Taveira-Pinto, F. (2007b). *Modelação Física*. Slides da Disciplina de Trabalhos Marítimos 2, FEUP.
- Tørum, A., Kuhnen, F., Menze, A. (2003). *On Berm Breakwaters. Stability, Scour, Overtopping*. Coastal Engineering 49, pp. 209-238.
- Veloso-Gomes, F. (1983) *Teorias de Ondas Utilizadas em Engenharia Marítima*. Apontamentos da disciplina de Trabalhos Fluviais e Marítimos, FEUP.
- Veloso-Gomes, F.(1989) *Espraçamento em Taludes de Obras Marítimas*. Dissertação para Doutoramento, FEUP.
- Veloso-Gomes, F. (1995). *Fenómenos de Alteração e Deformação da Agitação na Propagação em Direção à Costa – Interacção Agitação/Taludes*. Apontamentos da disciplina de Trabalhos Marítimos 2, FEUP.
- Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F., Barros, R. (1996). *Agitação Marítima Irregular*. Apontamentos da disciplina de Trabalhos Marítimos 2, FEUP.
- Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F. (1997). *A Opção “Protecção” para a Costa Oeste Portuguesa*. Colectânea de Ideias sobre a Zona Costeira de Portugal (Soares de Carvalho, G., Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F.), Porto, pp. 163-190, Associação Eurocoast – Portugal, INAG, Porto.
- Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F. (1999). *Reconstruction and Repair of Portuguese Coastal Defense Structures*. Coastal Structures '99 Volume 2 (Losada), Balkema, Rotterdam, pp. 977-984.
- Veloso-Gomes, F. (2005). *Nota Técnica – Empreitada na Costa da Caparica/Cova do Vapor*. Protocolo FEUP/INAG Zonas Costeiras.
- Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F., Bezerra, P., Cunha, P. (2006a). *Análise da Evolução da Zona Costeira da Aguda*. Seminário em Hidráulica – Engenharia Costeira e Portuária, FEUP.
- Veloso Gomes, F; Taveira Pinto, F; Pais Barbosa, J; Neves, L. (2006b). *EUrosion. Pilot Site of River Douro – Cape Mondego and Case Studies of Estela, Aveiro, Caparica, Vale do Lobo and Azores*. IHRH, ISBN: 972-752-074x, Porto.
- Veloso-Gomes, F., Bezerra, P., Domingues, S. (2007a). *Actualização e Aperfeiçoamento da Base de Dados das Estruturas de Defesa Costeira da Região Norte de Portugal*. Trabalho prático da disciplina de Protecção Costeira, FEUP.
- Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F., Pais Barbosa, J. (2007b). *Estudo das intervenções na Costa da Caparica*. 1^{as} Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente (Taveira-Pinto, F.), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 30 de Outubro de 2006, pp. 27-36, ISBN: 264768/07, SHRHA.
- Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F., Coelho, C., Alves, M., Neves, L. (2007c). *Estudos Temáticos sobre o Interface terra/mar - Relatório de Progresso*. IHRH, Porto.

Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F., Dias, B., Lopes, H. (2007d). *Modelação Física do Comportamento do Terminal Petrolífero do Porto de Leixões*. 1^{as} Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente (Taveira-Pinto, F.), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 30 de Outubro de 2006, pp. 11-16, ISBN: 264768/07, SHRHA.

Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F. (2007). *Análise de Valores Extremos de Alturas de Onda Significativa*. Apontamentos da Disciplina de Trabalhos Marítimos 2, FEUP.

Veloso-Gomes, F. (2007a). *Algumas Reflexões sobre a Problemática das Obras de Protecção Costeira*. Apontamentos da Disciplina de Protecção Costeira, FEUP.

Veloso-Gomes, F., (2007b). *Intervenções e Estruturas de Defesa Costeira*. Apontamentos da Disciplina de Protecção Costeira, FEUP.

Veloso-Gomes, F. (2007c). *Turismo em Zonas Costeiras*. Slides da disciplina de Protecção Costeira, FEUP.

Whitehouse, R. (1998). *Scour at Marine Structures a Manual for Practical Applications*. Thomas Telford Publications, London.

Yüksel, A., Çelikoglu, Y., Çevik, E., Yüksel, Y. (2004). *Jet Scour Around Vertical Piles and Pile Groups*. Ocean Engineering 32, pp. 340-362.

Zhang, H., Schäffer, A. (2006). *Approximate Stream Function Wavemaker Theory for Highly non-linear Waves in Wave Flumes*. Ocean Engineering 34, pp.1290-1302.

Sítios da internet:

Java Applets for Coastal Engineering (<http://www.coastal.udel.edu/faculty/rad>). 04/03/2008.

Peso específico dos materiais

(<http://www.y1984.com/libr/engenharia/materiais/Peso%20Especifico%20Dos%20Materiais.pdf>) (10/03/2008).

ANEXOS

ANEXO A

Localização e levantamento topohidrográfico, das estruturas de defesa da Cova do Vapor e Costa da Caparica e sua envolvente.



Figura A.1 – Localização das estruturas de defesa da Cova do Vapor e Costas da Caparica.

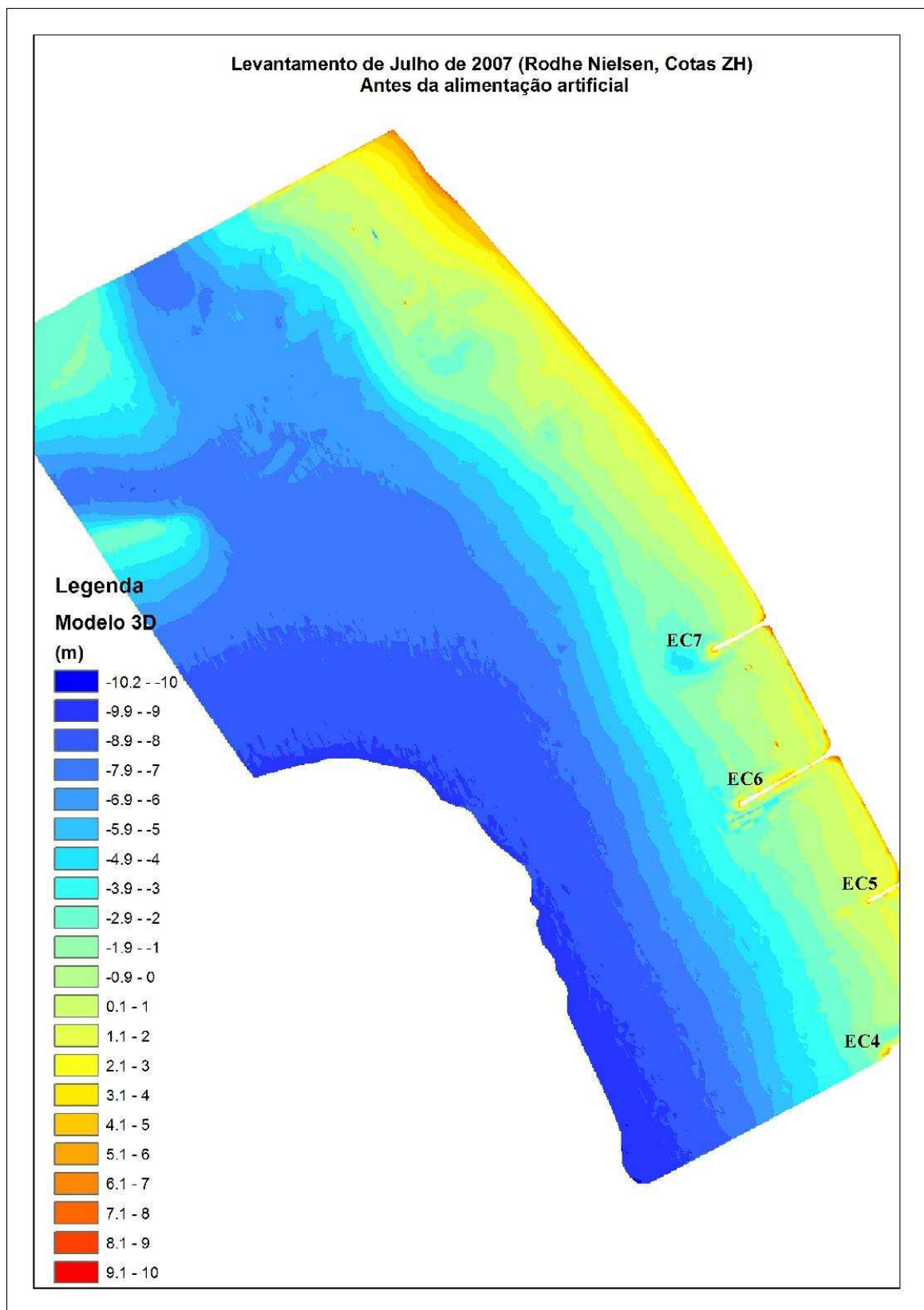


Figura A.2 – Levantamento topohidrográfico da envolvente da Cova do Vapor e Costa da Caparica Julho de 2007 (INAG/FEUP).

ANEXO B

Parâmetros da agitação calculados através da aplicação
da teoria linear de onda.

Quadro B.1 – Características da agitação calculadas através da aplicação da teoria linear de onda.

T (s)				w (rad/s)			k (m ⁻¹)			L0 (m)			L (m)			
H (m)	máx	méd	min	h (m)	máx	méd	min	máx	méd	min	máx	méd	min	máx	méd	min
7,0		15,4	12,4	9,0		0,408	0,506		0,045	0,056		369,8	240,5		141,2	112,2
6,5		14,8	11,9	8,4		0,425	0,528		0,048	0,061		341,3	220,9		130,6	103,6
6,0	17,0	14,2	11,4	7,7	0,370	0,443	0,552	0,043	0,052	0,066	450,2	313,9	202,2	145,3	120,4	95,2
5,5	16,3	13,6	10,9	7,1	0,386	0,463	0,578	0,047	0,057	0,072	414,1	287,7	184,3	133,4	110,3	87,0
5,0	15,6	13,0	10,4	6,5	0,403	0,484	0,607	0,052	0,063	0,080	379,5	262,6	167,3	121,8	100,5	79,0
4,5	14,9	12,4	9,8	5,8	0,422	0,508	0,639	0,057	0,069	0,088	346,4	238,7	151,0	110,4	90,9	71,2
4,0	14,2	11,8	9,3	5,2	0,442	0,534	0,674	0,063	0,077	0,099	314,8	215,9	135,6	99,3	81,6	63,7
3,5	13,5	11,2	8,8	4,5	0,465	0,563	0,714	0,071	0,087	0,112	284,8	194,3	121,0	88,4	72,4	56,3
3,0	12,8	10,6	8,3	3,9	0,490	0,596	0,758	0,081	0,099	0,128	256,2	173,8	107,3	77,7	63,5	49,2
2,5	12,1	9,9	7,8	3,2	0,519	0,632	0,808	0,094	0,115	0,149	229,2	154,4	94,4	67,1	54,7	42,2
2,0	11,4	9,3	7,3	2,6	0,550	0,673	0,865	0,111	0,136	0,178	203,6	136,2	82,3	56,7	46,1	35,3
1,5	10,7	8,7	6,7	1,9	0,586	0,719	0,932	0,136	0,168	0,220	179,6	119,1	71,0	46,2	37,4	28,5
1,0	10,0	8,1	6,2	1,3	0,626	0,773	1,009	0,178	0,220	0,290	157,1	103,2	60,6	35,4	28,5	21,7

ANEXO C

Valores das velocidades orbitais junto ao leito e valores do número de Keulegan-Carpenter calculados.

Quadro C.1 – Valores da velocidade orbital calculados obtidos através da aplicação da teoria linear de onda.

H (m)	$U_{w\text{máx}}$ (m/s)	$U_{w\text{méd}}$ (m/s)	$U_{w\text{min}}$ (m/s)
7,0		3,46	3,36
6,5		3,33	3,23
6,0	3,25	3,20	3,10
5,5	3,12	3,07	2,97
5,0	2,97	2,92	2,83
4,5	2,82	2,77	2,69
4,0	2,66	2,62	2,54
3,5	2,49	2,45	2,38
3,0	2,31	2,28	2,21
2,5	2,12	2,08	2,02
2,0	1,90	1,87	1,82
1,5	1,65	1,63	1,59
1,0	1,35	1,34	1,32

Quadro C.2 – Valores da velocidade orbital obtidos através da teoria da função corrente.

H (m)	$U_{w\text{méd}}$ (m/s)	$U_{w\text{min}}$ (m/s)
7,0	3,16	2,92
6,5	3,04	2,80
6,0	2,92	2,70
5,5	2,79	2,58
5,0	2,66	2,45
4,5	2,53	2,33
4,0	2,40	2,19
3,5	2,25	2,07
3,0	2,10	1,92
2,5	1,94	1,78
2,0		1,64
1,5		1,43
1,0		1,22

Quadro C.3 – Valores do número de Keulegan-Carpenter calculados em função dos resultados obtidos através da teoria linear.

H (m)	Secção 1			Secção 2			Secção 3		
	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}
7,0		0,82	0,64						
6,5		0,76	0,59						
6,0	0,85	0,70	0,54	0,91	0,74	0,58			
5,5	0,78	0,64	0,50	0,83	0,68	0,53			
5,0	0,71	0,58	0,45	0,76	0,62	0,48	0,81	0,67	0,51
4,5	0,65	0,53	0,41	0,69	0,56	0,43	0,74	0,60	0,46
4,0	0,58	0,47	0,36	0,62	0,50	0,39	0,66	0,54	0,41
3,5	0,52	0,42	0,32	0,55	0,45	0,34	0,59	0,48	0,37
3,0	0,46	0,37	0,28	0,49	0,39	0,30	0,52	0,42	0,32
2,5	0,39	0,32	0,24	0,42	0,34	0,26	0,45	0,36	0,28
2,0	0,33	0,27	0,20	0,36	0,29	0,22	0,38	0,31	0,23
1,5	0,27	0,22	0,17	0,29	0,23	0,18	0,31	0,25	0,19
1,0	0,21	0,17	0,13	0,22	0,18	0,13	0,24	0,19	0,14

Quadro C.4 – Valores do número de Keulegan-Carpenter calculados em função dos resultados obtidos através da teoria da função corrente.

H (m)	Secção 1		Secção 2		Secção 3	
	KC _{méd}	KC _{min}	KC _{méd}	KC _{min}	KC _{méd}	KC _{min}
7,0	0,75	0,56				
6,5	0,69	0,51				
6,0	0,64	0,47	0,73	0,54		
5,5	0,58	0,43	0,66	0,49		
5,0	0,53	0,39	0,61	0,44	0,70	0,52
4,5	0,48	0,35	0,55	0,40	0,64	0,47
4,0	0,43	0,31	0,50	0,36	0,58	0,42
3,5	0,39	0,28	0,44	0,32	0,51	0,37
3,0	0,34	0,24	0,39	0,28	0,45	0,32
2,5	0,30	0,21	0,34	0,24	0,39	0,28
2,0		0,18	0,00	0,21	0,00	0,24
1,5		0,15	0,00	0,17	0,00	0,20
1,0		0,12	0,00	0,13	0,00	0,16

ANEXO D

Profundidades dos fossos erosivos obtidos na aplicação considerada para a cabeça e secção corrente das estruturas.

Quadro D.1 – Profundidades do fosso erosivo para a zona exposta da cabeça (secção 1).

H (m)	S _m (m)								
	C ₁ =0,8			C ₁ =1,0			C ₁ =1,2		
	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}
7,0		1,98	1,88		2,48	2,36		2,98	2,83
6,5		1,96	1,84		2,45	2,30		2,94	2,76
6,0	2,00	1,92	1,79	2,49	2,41	2,24	2,99	2,89	2,69
5,5	1,97	1,88	1,73	2,46	2,35	2,16	2,95	2,83	2,60
5,0	1,93	1,83	1,66	2,42	2,29	2,08	2,90	2,75	2,49
4,5	1,89	1,77	1,58	2,36	2,22	1,98	2,83	2,66	2,37
4,0	1,83	1,70	1,49	2,29	2,12	1,86	2,75	2,55	2,23
3,5	1,76	1,61	1,38	2,20	2,01	1,72	2,64	2,41	2,07
3,0	1,67	1,50	1,26	2,09	1,88	1,57	2,50	2,25	1,88
2,5	1,56	1,37	1,11	1,94	1,71	1,39	2,33	2,06	1,67
2,0	1,41	1,21	0,95	1,76	1,52	1,19	2,12	1,82	1,43
1,5	1,23	1,02	0,77	1,53	1,28	0,96	1,84	1,53	1,15
1,0	0,98	0,78	0,55	1,22	0,98	0,68	1,47	1,17	0,82

Quadro D.2 - Profundidades do fosso erosivo para a zona exposta da cabeça (secção 2).

H (m)	S _m (m)								
	C ₁ =0,8			C ₁ =1,0			C ₁ =1,2		
	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}
6,0	1,76	1,71	1,60	2,21	2,14	2,41	2,65	2,57	2,41
5,5	1,74	1,68	1,56	2,18	2,10	2,33	2,62	2,52	2,33
5,0	1,72	1,64	1,50	2,15	2,05	2,25	2,58	2,46	2,25
4,5	1,68	1,59	1,43	2,10	1,99	2,15	2,52	2,38	2,15
4,0	1,64	1,53	1,35	2,05	1,91	2,03	2,46	2,29	2,03
3,5	1,58	1,45	1,26	1,97	1,82	1,89	2,37	2,18	1,89
3,0	1,50	1,36	1,15	1,88	1,70	1,73	2,26	2,04	1,73
2,5	1,41	1,25	1,03	1,76	1,56	1,54	2,11	1,88	1,54
2,0	1,29	1,12	0,89	1,61	1,40	1,33	1,93	1,67	1,33
1,5	1,13	0,95	0,72	1,41	1,19	1,08	1,69	1,42	1,08
1,0	0,91	0,73	0,52	1,14	0,92	0,78	1,37	1,10	0,78

Quadro D.3 – Profundidades do fosso erosivo para a zona exposta da cabeça (secção 3).

H (m)	S _m (m)								
	C ₁ =0,8			C ₁ =1,0			C ₁ =1,2		
	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}
5,0	1,49	1,43	1,32	1,87	1,79	1,65	2,24	2,15	1,98
4,5	1,47	1,40	1,27	1,83	1,74	1,59	2,20	2,09	1,90
4,0	1,43	1,35	1,20	1,79	1,68	1,50	2,15	2,02	1,81
3,5	1,39	1,29	1,13	1,73	1,61	1,41	2,08	1,93	1,69
3,0	1,33	1,21	1,04	1,66	1,52	1,30	1,99	1,82	1,56
2,5	1,25	1,12	0,93	1,56	1,40	1,17	1,88	1,68	1,40
2,0	1,15	1,01	0,81	1,44	1,26	1,01	1,72	1,51	1,22
1,5	1,01	0,86	0,67	1,27	1,08	0,83	1,52	1,29	1,00
1,0	0,83	0,68	0,49	1,04	0,85	0,61	1,25	1,02	0,74

Quadro D.4 - Profundidades do fosso erosivo para a zona abrigada da cabeça (secção 1).

H (m)	S _m (m)								
	C ₂ =0,66			C ₂ =1,0			C ₂ =1,34		
	T _{máx}	T _{méd}	T _{min}	T _{máx}	T _{méd}	T _{min}	T _{máx}	T _{méd}	T _{min}
7,0		2,45	1,77		3,71	2,69		4,98	3,60
6,5		2,27	1,64		3,43	2,48		4,60	3,32
6,0	2,73	2,09	1,50	4,14	3,16	2,27	5,55	4,24	3,04
5,5	2,51	1,91	1,37	3,81	2,90	2,07	5,10	3,88	2,78
5,0	2,30	1,74	1,24	3,48	2,64	1,88	4,66	3,54	2,52
4,5	2,09	1,58	1,12	3,17	2,39	1,70	4,24	3,21	2,28
4,0	1,89	1,42	1,00	2,86	2,16	1,52	3,83	2,89	2,04
3,5	1,69	1,27	0,89	2,57	1,93	1,35	3,44	2,58	1,81
3,0	1,51	1,13	0,78	2,28	1,71	1,19	3,06	2,29	1,59
2,5	1,32	0,98	0,68	2,01	1,49	1,03	2,69	2,00	1,38
2,0	1,15	0,85	0,58	1,74	1,28	0,88	2,33	1,72	1,18
1,5	0,97	0,71	0,48	1,47	1,08	0,73	1,97	1,45	0,98
1,0	0,79	0,58	0,39	1,20	0,88	0,59	1,61	1,17	0,79

Quadro D.7 – Profundidades do fosso erosivo para a secção corrente.

		$\beta=30^0$			$\beta=33,69^0$			$\beta=45^0$				
		S_m (m)			S_m (m)			S_m (m)				
H(m)	f(β)	L _{máx}	L _{méd}	L _{min}	f(β)	L _{máx}	L _{méd}	L _{min}	f(β)	L _{máx}	L _{méd}	L _{min}
6,0	0,060	1,55	1,19	0,85	0,113	2,89	2,22	1,58	0,212	5,43	4,16	2,97
5,5		1,42	1,09	0,77		2,65	2,03	1,44		4,99	3,82	2,71
5,0		1,30	0,99	0,70		2,43	1,85	1,31		4,57	3,48	2,46
4,5		1,18	0,90	0,63		2,21	1,68	1,18		4,15	3,16	2,22
4,0		1,07	0,81	0,57		1,99	1,51	1,06		3,75	2,84	1,99
3,5		0,96	0,72	0,50		1,79	1,35	0,94		3,36	2,54	1,77
3,0		0,85	0,64	0,44		1,59	1,19	0,83		2,98	2,25	1,56
2,5		0,75	0,56	0,39		1,39	1,04	0,72		2,62	1,96	1,35
2,0		0,64	0,48	0,33		1,20	0,90	0,62		2,26	1,69	1,16
1,5	0,060	0,54	0,40	0,28	0,113	1,01	0,75	0,51	0,212	1,90	1,42	0,97
1,0		0,44	0,32	0,22		0,81	0,61	0,41		1,53	1,14	0,77

ANEXO E

Tabelas do valor do comprimento da protecção, parâmetro de estabilidade para a cabeça e secção corrente das estruturas. Tabelas do valor do parâmetro de estabilidade e tabelas da profundidade mínima de implantação da berma de protecção.

Quadro E.1 – Comprimento da berma de protecção para a cabeça (secção 1).

l (m)						
Protecção Total			Protecção parcial			
H (m)	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}
7,0		55,94	43,78		40,68	31,84
6,5		51,76	40,40		37,65	29,38
6,0	58,05	47,69	37,11	42,22	34,68	26,99
5,5	53,31	43,71	33,90	38,77	31,79	24,66
5,0	48,68	39,83	30,79	35,40	28,97	22,39
4,5	44,15	36,04	27,76	32,11	26,21	20,19
4,0	39,71	32,35	24,83	28,88	23,53	18,06
3,5	35,37	28,74	21,98	25,72	20,90	15,98
3,0	31,11	25,22	19,21	22,63	18,34	13,97
2,5	26,92	21,77	16,52	19,58	15,83	12,01
2,0	22,77	18,37	13,89	16,56	13,36	10,10
1,5	18,59	14,96	11,28	13,52	10,88	8,20
1,0	14,27	11,46	8,62	10,38	8,34	6,27

Quadro E.2 - Comprimento da berma de protecção para a cabeça (secção 2).

l (m)						
Protecção Total			Protecção parcial			
H (m)	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}	KC _{máx}	KC _{méd}	KC _{min}
6,0	58,05	47,69	37,11	42,22	34,68	26,99
5,5	53,31	43,71	33,90	38,77	31,79	24,66
5,0	48,68	39,83	30,79	35,40	28,97	22,39
4,5	44,15	36,04	27,76	32,11	26,21	20,19
4,0	39,71	32,35	24,83	28,88	23,53	18,06
3,5	35,37	28,74	21,98	25,72	20,90	15,98
3,0	31,11	25,22	19,21	22,63	18,34	13,97
2,5	26,92	21,77	16,52	19,58	15,83	12,01
2,0	22,77	18,37	13,89	16,56	13,36	10,10
1,5	18,59	14,96	11,28	13,52	10,88	8,20
1,0	14,27	11,46	8,62	10,38	8,34	6,27

Quadro E.3 - Comprimento da berma de protecção para a cabeça (secção 3).

H (m)	l (m)					
	Protecção Total			Protecção parcial		
	KCmáx	KCmed	KCmin	KCmáx	KCmed	KCmin
5,0	48,68	39,83	30,79	35,40	28,97	22,39
4,5	44,15	36,04	27,76	32,11	26,21	20,19
4,0	39,71	32,35	24,83	28,88	23,53	18,06
3,5	35,37	28,74	21,98	25,72	20,90	15,98
3,0	31,11	25,22	19,21	22,63	18,34	13,97
2,5	26,92	21,77	16,52	19,58	15,83	12,01
2,0	22,73	18,32	13,83	16,53	13,32	10,06
1,5	18,54	14,87	11,14	13,48	10,81	8,10
1,0	14,35	11,42	8,44	10,43	8,30	6,14

Quadro E.4 – Comprimento da berma de protecção para a secção corrente.

H(m)	l (m)								
	2:1			3:2			1:1		
	L _{máx}	L _{méd}	L _{min}	L _{máx}	L _{méd}	L _{min}	L _{máx}	L _{méd}	L _{min}
6,0	20,84	14,61	8,31	24,71	18,48	12,18	28,58	22,35	16,05
5,5	19,16	13,39	7,55	22,71	16,94	11,10	26,26	20,49	14,65
5,0	17,55	12,23	6,85	20,78	15,45	10,07	24,00	18,68	13,30
4,5	16,00	11,12	6,19	18,90	14,02	9,10	21,80	16,93	12,00
4,0	14,50	10,07	5,59	17,08	12,65	8,17	19,66	15,23	10,76
3,5	13,07	9,08	5,05	15,32	11,33	7,30	17,58	13,59	9,56
3,0	11,68	8,13	4,55	13,62	10,07	6,48	15,55	12,00	8,42
2,5	10,33	7,23	4,09	11,95	8,84	5,70	13,56	10,45	7,32
2,0	9,01	6,35	3,67	10,30	7,64	4,96	11,59	8,93	6,25
1,5	7,68	5,48	3,27	8,65	6,45	4,23	9,62	7,42	5,20
1,0	6,26	4,56	2,84	6,91	5,20	3,48	7,55	5,85	4,13

Quadro E.5 – Parâmetro de estabilidade ao cubo, iteração 1 ($W_{50}/20$).

	W_{50} (kN)	N_s^3								
		2,0	2,5	2,9	3,4	3,9	4,4	4,9	5,4	5,9
H (m)	7,0	942,50	754,00	628,33	538,57	471,25	418,89	377,00	342,73	314,17
	6,5	754,62	603,69	503,08	431,21	377,31	335,39	301,85	274,41	251,54
	6,0	593,53	474,82	395,68	339,16	296,76	263,79	237,41	215,83	197,84
	5,5	457,17	365,73	304,78	261,24	228,58	203,19	182,87	166,24	152,39
	5,0	343,48	274,78	228,98	196,27	171,74	152,66	137,39	124,90	114,49
	4,5	250,39	200,32	166,93	143,08	125,20	111,29	100,16	91,05	83,46
	4,0	175,86	140,69	117,24	100,49	87,93	78,16	70,34	63,95	58,62
	3,5	117,81	94,25	78,54	67,32	58,91	52,36	47,12	42,84	39,27
	3,0	74,19	59,35	49,46	42,39	37,10	32,97	29,68	26,98	24,73
	2,5	42,93	34,35	28,62	24,53	21,47	19,08	17,17	15,61	14,31
	2,0	21,98	17,59	14,65	12,56	10,99	9,77	8,79	7,99	7,33
	1,5	9,27	7,42	6,18	5,30	4,64	4,12	3,71	3,37	3,09
	1,0	2,75	2,20	1,83	1,57	1,37	1,22	1,10	1,00	0,92

Quadro E.6 – Parâmetro de estabilidade ao cubo, iteração 2 ($W_{50}/15$).

	W_{50} (kN)	N_s^3								
		2,6	3,3	3,9	4,6	5,2	5,9	6,5	7,2	7,9
H (m)	7,0	706,87	565,50	471,25	403,93	353,44	314,17	282,75	257,05	235,62
	6,5	565,96	452,77	377,31	323,41	282,98	251,54	226,39	205,80	188,65
	6,0	445,15	356,12	296,76	254,37	222,57	197,84	178,06	161,87	148,38
	5,5	342,88	274,30	228,58	195,93	171,44	152,39	137,15	124,68	114,29
	5,0	257,61	206,09	171,74	147,20	128,80	114,49	103,04	93,68	85,87
	4,5	187,80	150,24	125,20	107,31	93,90	83,46	75,12	68,29	62,60
	4,0	131,89	105,52	87,93	75,37	65,95	58,62	52,76	47,96	43,96
	3,5	88,36	70,69	58,91	50,49	44,18	39,27	35,34	32,13	29,45
	3,0	55,64	44,51	37,10	31,80	27,82	24,73	22,26	20,23	18,55
	2,5	32,20	25,76	21,47	18,40	16,10	14,31	12,88	11,71	10,73
	2,0	16,49	13,19	10,99	9,42	8,24	7,33	6,59	6,00	5,50
	1,5	6,96	5,56	4,64	3,97	3,48	3,09	2,78	2,53	2,32
	1,0	2,06	1,65	1,37	1,18	1,03	0,92	0,82	0,75	0,69

Quadro E.7 – Parâmetro de estabilidade ao cubo, iteração 3 ($W_{50}/10$).

	W_{50} (kN)	N_s^3								
		3,9	4,9	5,9	6,9	7,8	8,8	9,8	10,8	11,8
H (m)	7,0	471,25	377,00	314,17	269,29	235,62	209,44	188,50	171,36	157,08
	6,5	377,31	301,85	251,54	215,61	188,65	167,69	150,92	137,20	125,77
	6,0	296,76	237,41	197,84	169,58	148,38	131,89	118,71	107,91	98,92
	5,5	228,58	182,87	152,39	130,62	114,29	101,59	91,43	83,12	76,19
	5,0	171,74	137,39	114,49	98,14	85,87	76,33	68,70	62,45	57,25
	4,5	125,20	100,16	83,46	71,54	62,60	55,64	50,08	45,53	41,73
	4,0	87,93	70,34	58,62	50,25	43,96	39,08	35,17	31,97	29,31
	3,5	58,91	47,12	39,27	33,66	29,45	26,18	23,56	21,42	19,64
	3,0	37,10	29,68	24,73	21,20	18,55	16,49	14,84	13,49	12,37
	2,5	21,47	17,17	14,31	12,27	10,73	9,54	8,59	7,81	7,16
	2,0	10,99	8,79	7,33	6,28	5,50	4,88	4,40	4,00	3,66
	1,5	4,64	3,71	3,09	2,65	2,32	2,06	1,85	1,69	1,55
	1,0	1,37	1,10	0,92	0,79	0,69	0,61	0,55	0,50	0,46

Quadro E.8 – Parâmetro de estabilidade ao cubo, iteração 4.

	W_{50} (kN)	N_s^3									
		14,7	19,6	24,5	29,4	34,3	39,2	44,1	49,1	54,0	58,9
H (m)	7,0	144,22	108,16	86,53	72,11	61,81	54,08	48,07	43,27	39,33	36,05
	6,5	115,47	86,60	69,28	57,74	49,49	43,30	38,49	34,64	31,49	28,87
	6,0	90,82	68,12	54,49	45,41	38,92	34,06	30,27	27,25	24,77	22,71
	5,5	69,95	52,47	41,97	34,98	29,98	26,23	23,32	20,99	19,08	17,49
	5,0	52,56	39,42	31,53	26,28	22,52	19,71	17,52	15,77	14,33	13,14
	4,5	38,31	28,74	22,99	19,16	16,42	14,37	12,77	11,49	10,45	9,58
	4,0	26,91	20,18	16,15	13,45	11,53	10,09	8,97	8,07	7,34	6,73
	3,5	18,03	13,52	10,82	9,01	7,73	6,76	6,01	5,41	4,92	4,51
	3,0	11,35	8,51	6,81	5,68	4,87	4,26	3,78	3,41	3,10	2,84
	2,5	6,57	4,93	3,94	3,28	2,82	2,46	2,19	1,97	1,79	1,64
	2,0	3,36	2,52	2,02	1,68	1,44	1,26	1,12	1,01	0,92	0,84
	1,5	1,42	1,06	0,85	0,71	0,61	0,53	0,47	0,43	0,39	0,35
	1,0	0,42	0,32	0,25	0,21	0,18	0,16	0,14	0,13	0,11	0,11

Quadro E.9 – Profundidade máxima de implantação da berma ($N_{od}=4,0$).

		h _b (m)									
W ₅₀ (kN)		14,7	19,6	24,5	29,4	34,3	39,2	44,1	49,1	54,0	58,9
H (m)	7,0	9,05	7,73	6,78	6,06	5,48	5,01	4,61	4,26	3,96	3,69
	6,5	8,02	6,79	5,91	5,24	4,70	4,26	3,89	3,57	3,28	3,03
	6,0	6,98	5,84	5,04	4,42	3,92	3,52	3,17	2,87	2,61	2,38
	5,5	5,95	4,90	4,16	3,60	3,14	2,77	2,45	2,18	1,94	1,73
	5,0	4,91	3,96	3,29	2,77	2,36	2,02	1,73	1,49	1,27	1,08
	4,5	3,87	3,02	2,41	1,95	1,58	1,28	1,02	0,79	0,60	0,43
	4,0	2,84	2,08	1,54	1,13	0,80	0,53	0,30	0,10		
	3,5	1,80	1,14	0,67	0,31	0,02					
	3,0	0,77	0,20								
	2,5										
	2,0										
	1,5										
1,0											

Quadro E.10 – Profundidade máxima de implantação da berma ($N_{od}=2,0$).

		h _b (m)									
W ₅₀ (kN)		14,7	19,6	24,5	29,4	34,3	39,2	44,1	49,1	54,0	58,9
H (m)	7,0	10,64	10,09	9,63	9,22	8,86	8,53	8,23	7,95	7,69	7,44
	6,5	9,49	8,94	8,48	8,08	7,71	7,39	7,08	6,80	6,54	6,29
	6,0	8,34	7,79	7,33	6,93	6,57	6,24	5,93	5,65	5,39	5,14
	5,5	7,19	6,65	6,18	5,78	5,42	5,09	4,78	4,50	4,24	3,99
	5,0	6,04	5,50	5,03	4,63	4,27	3,94	3,64	3,36	3,09	2,85
	4,5	4,90	4,35	3,88	3,48	3,12	2,79	2,49	2,21	1,94	1,70
	4,0	3,75	3,20	2,74	2,33	1,97	1,64	1,34	1,06	0,79	0,55
	3,5	2,60	2,05	1,59	1,18	0,82	0,49	0,19			
	3,0	1,45	0,90	0,44	0,03						
	2,5	0,30									
	2,0										
	1,5										
	1,0										

Quadro E.11 – Profundidade máxima de implantação da berma ($N_{od}=0,5$).

		h _b (m)									
W ₅₀ (kN)		14,7	19,6	24,5	29,4	34,3	39,2	44,1	49,1	54,0	58,9
H (m)	7,0	14,36	13,81	13,35	12,94	12,58	12,25	11,95	11,67	11,41	11,16
	6,5	12,94	12,40	11,93	11,53	11,17	10,84	10,54	10,25	9,99	9,75
	6,0	11,53	10,98	10,52	10,11	9,75	9,42	9,12	8,84	8,58	8,33
	5,5	10,11	9,57	9,10	8,70	8,34	8,01	7,71	7,43	7,16	6,92
	5,0	8,70	8,15	7,69	7,28	6,92	6,59	6,29	6,01	5,75	5,50
	4,5	7,29	6,74	6,27	5,87	5,51	5,18	4,88	4,60	4,33	4,09
	4,0	5,87	5,32	4,86	4,46	4,09	3,77	3,46	3,18	2,92	2,67
	3,5	4,46	3,91	3,45	3,04	2,68	2,35	2,05	1,77	1,50	1,26
	3,0	3,04	2,49	2,03	1,63	1,26	0,94	0,63	0,35	0,09	
	2,5	1,63	1,08	0,62	0,21						
	2,0	0,21									
	1,5										
1,0											